



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

**Etude d'une structure (R+7+Entre sol) à
usage d'habitation et Commercial
contreventée par Voiles et portiques
(Modélisée avec ETABS)**

Etudié par :

TALEB Ferroudja

KEBAILI Yacine

Dirigé par :

Madame : LARABLS.

Année 2022/2023

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciements à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.


*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme LARABI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce mémoire.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département **GENIE CIVIL** ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci à toutes et à tous.





Toutes les lettres ne sauraient
Trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
L'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que
Je dédie cette thèse ...

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A MES CHERS FRÈRE ET MA CHER SŒUR,

Qui n'ont pas cessées de me conseillers, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A MES CHERS ONCLES ET LEURS EPOUSES ET MA CHER TANTE.

Vos conseillers, qui m'ont assisté dans les moments difficiles et m'ont pris doucement par la main pour traverser ensemble des épreuves pénibles....

Je vous suis très reconnaissant, et je ne vous remercierai jamais assez pour votre amabilité, votre générosité, vos aides précieuses.

A MES GRANS PERE ET MA GRAND MERE.





A MON CHER S....

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles

À MES AMIS DE TOUJOURS :

ZAHIA, SAIDA, TASSI, SAMIR, SALIM, KARIM, MARIEM,


En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère

A mon binôme celui avec qui le travail a été agréable durant tout l'année.

A tous mes camarades et tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin.

FIFI





*Toutes les lettres ne sauraient
trouver les mots qu'il faut...
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,
l'amour, le respect, la reconnaissance...
Aussi, c'est tout simplement que*

Je dédie cette thèse ...


À Ma chère famille

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.

Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.





*À MES AMIS DE TOUJOURS :
JIGO, NACER, SAMIR, SALIM, HDJILA, YOUVA, BRAHIM,
CYLIA, MELISSA, WASSILA. hamza. Rabah
et ma binôme Ferroudja*

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

*UNE SPECIALE DEDICACE A CETTE PERSONNE QUI
COMPTE ENORMEMENT POUR MOI, ET POUR QUI JE
PORTE BEAUCOUP DE TENDRESSE ET DE RESPECT.
Mon frère : SALIM LARBAOUI*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX
QUE J'AI OMIS DE CITER.*



Sommaire

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation et description de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage	2
I.5. Les voiles	8
I-6 Etude géotechnique du sol	8
I-7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	8
I.8 Protection des armatures	16
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction.....	18
II.2. Pré-dimensionnement des éléments.....	18
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. L'acrotère	35
III.2. Les escaliers :	43
III.3. Les planchers	61
III.4. La poutre palière.....	86
III.5 Les balcons	98
III.6.Etude de la salle machine	102
Chapitre IV : Etude de contreventement	
IV-1-Introduction.....	111
IV-2-les étapes d'étude de contreventement.....	111
IV-3-les résultats d'étude de contreventement	113
Chapitre V : Modélisation de la structure	
V.I. Introduction.....	117
V.3 : Choix de la Méthode de calcul.....	117
V.5 : Etapes de modélisation.....	118
Chapitre VI : Vérifications aux exigences de RPA	
VI-1-Introduction	142
VI-2- La méthode de calcul.....	142
VI-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens	142
VI-3-1- Nombre de modes à retenir	143
VI-3-2 : Vérification de l'effort tranchant à la base	144

VI-3-3 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	145
VI-3-4 : Déplacements relatifs	146
VI-3-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	147
VI.3.6 : Vérification de l'excentricité.....	149

Chapitre VII : Ferrailages des éléments structuraux

VII.1. Les poutres.....	152
VII.2. Les poteaux	163
VII.3. Les voiles :	176

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction	186
VIII.2 Type de fondations	186
VIII.3 Etude géotechnique du sol	187
VIII.4 choix du type de fondation	187
VIII.5 Calcul d'un radier général	191
VIII.5.1 - Pré-dimensionnement du radier	191
VIII.5.2 détermination de la surface nécessaire du radier	192
VIII.5.3 Détermination des efforts à la base du radier	193
VIII.5.4 Vérification.....	194
VIII.5.5 Ferrailage du radier.....	197
VIII.5.5.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis).....	197
VIII.5.6 Ferrailage des débords.....	200

Chapitre XI : Etude du mur plaque

IX-1- Introduction	211
IX-2- Les exigences du RPA99/2003	211
IX-3- Méthode de calcul.....	211
IX-4- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol	211
IX-5- Détermination des sollicitations	211
IX-6- Calcul des contraintes Horizontales et Verticales	212
IX-7- Détermination des moments de flexion	212
IX-8-vérifications à l'ELU	215
IX-9-Vérification à l'ELS.....	216
Conclusion Générale	218
Référence Bibliographique	219

Listes des figures

Figure I. 1. Éléments d'un plancher en corps creux.....	3
Figure I.2: dalle pleine	4
Figure I.3 : maçonnerie	5
FigureI-4: coffrage métallique et en bois	6
Figure I-5 : Schéma descriptif de l'acrotère.....	7
Figure I-6 : Évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge. ...	10
Figure I-7 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.....	11
Figure I-8 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.	12
Figure I-9 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier	16
Figure II-1 : Plancher en corps creux.	19
Figure II-2 : Coupe de voile en élévation.....	22
Figure II-3 : Coupe de voile en plan.....	22
Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.....	23
Figure II-5 : Coffrage des poteaux.	24
FigureII-6 : coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.....	25
Figure II-7 : Coupe d'un plancher d'étage courant.	26
Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	27
Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur	27
Figure II.10 : Dimensionnement de l'acrotère.....	28
Figure II-11 : Descente de charges.....	30
Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.	35
Figure.III.1.2 : section rectangulaire soumise à la flexion composée	37
Figure III.1.3 : Schéma ferrailage de l'acrotère.	42
Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'escalier	43
Figure III-2-2 : schéma statique d'escalier.....	44
Figure III-2-3 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	47
Figure III-2-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	50
Figure III.2.5 : schéma statique des escaliers à l'ELS.	54
Figure III-2-6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	57
Figure III.3.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.....	61
Figure.III.3.2 : Ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure III.3.3 : Coupe vertical d'une poutrelle.....	63

Figure III-3.4 : une poutrelle.	64
Figure III.3-5 : Schéma statique de la poutrelle.	64
Figure III-4.1 : Coupe verticale d'une poutre palière.	85
Figure III-4.2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.	86
Figure III-4.3 : Diagrammes des moments fléchissant corrigées à l'ELS.	88
Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon.	98
Figure III.5.2 : Schéma de ferrailages des balcons	101
Figure : III.6.1: Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.	102
Figure : III..6.3 :Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.....	110
Figure : III..6.3 :Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.....	110
Figure IV.1: Refend longitudinal.	111
Figure IV.2: Refend transversal.	111
Figure VI.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.	142
Figure VII-1 : Section simplement armée.	154
Figure VI.2 : Délimitation de la zone nodale.	160
Figure VII.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.	177
Figure VII.3.2 : Section entièrement comprimée	178
Figure VII.3.3 : Section entièrement tendue	179
Figure VII.3.4 : Section partiellement comprimée.....	179
Figure VII.3-5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	181
Figure VIII-1 : schéma statique de la semelle isolée.....	187
Figure VIII-2 : Diagrammes des contraintes.....	195
Figure VIII-3 : entre axe du panneau le plus sollicité.	197
Figure VIII-4 : schéma statique du débord.....	200
Figure VIII-5 : Répartition trapézoïdale.....	202
Figure VIII-6 : Présentation du chargement simplifié.	203
Figure VIII-7 : Répartition triangulaire.....	206
Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sens XX.....	207
Figure VIII-10 : Diagramme des efforts tranchant à ELU Sens XX.....	208
Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sens YY.....	208
Figure VIII-12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS Sens YY.....	209
Figure VIII-13 : Diagramme des efforts tranchant à ELU Sens YY.....	209
Figure IX .1. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.....	214
Figure IX-2. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.....	214
Figure IX-3. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.....	214

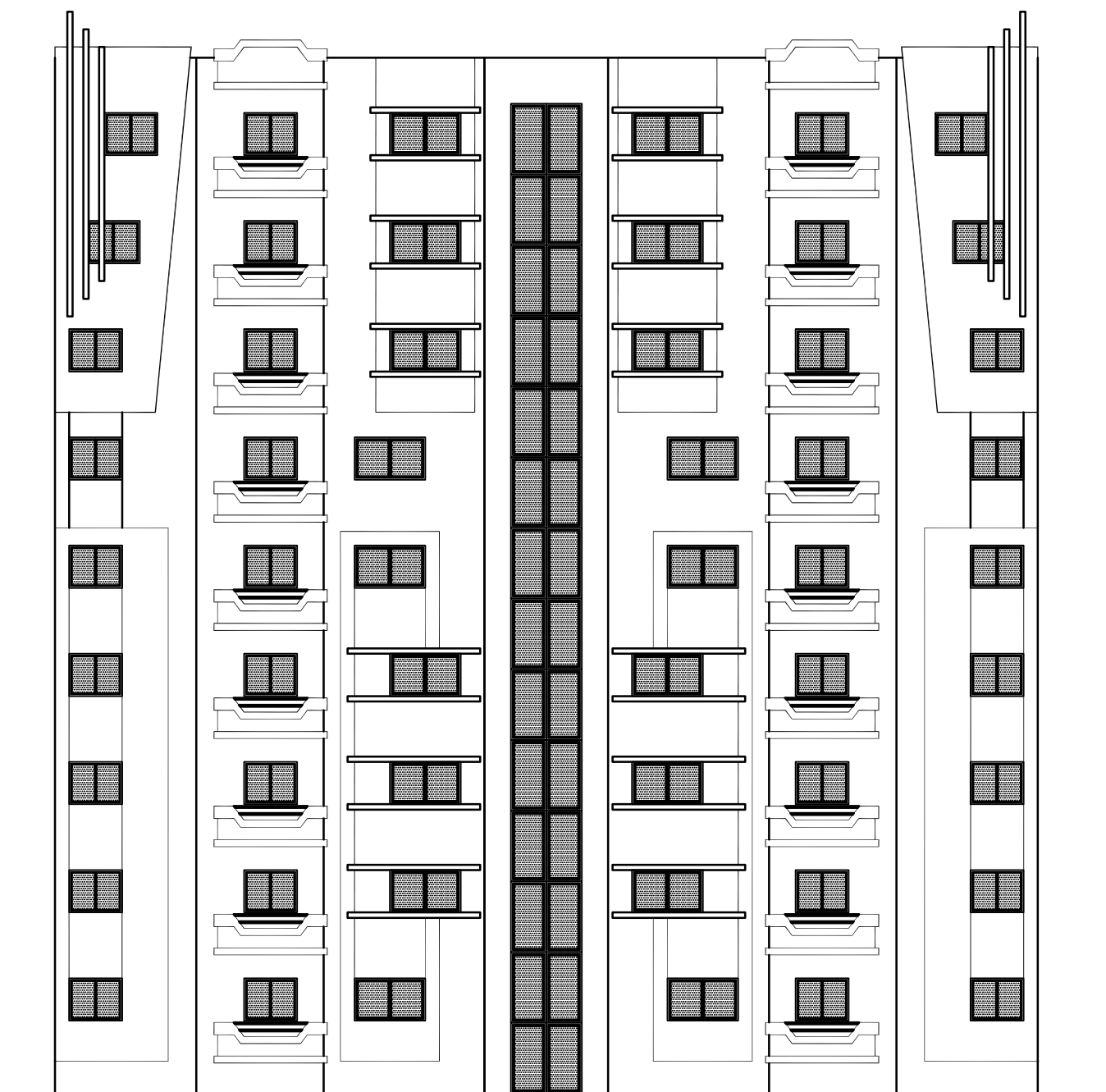
Figure IX-4. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.	214
Figure IX-5. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.	215
Figure IX-6. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.	215

Listes des tableaux :

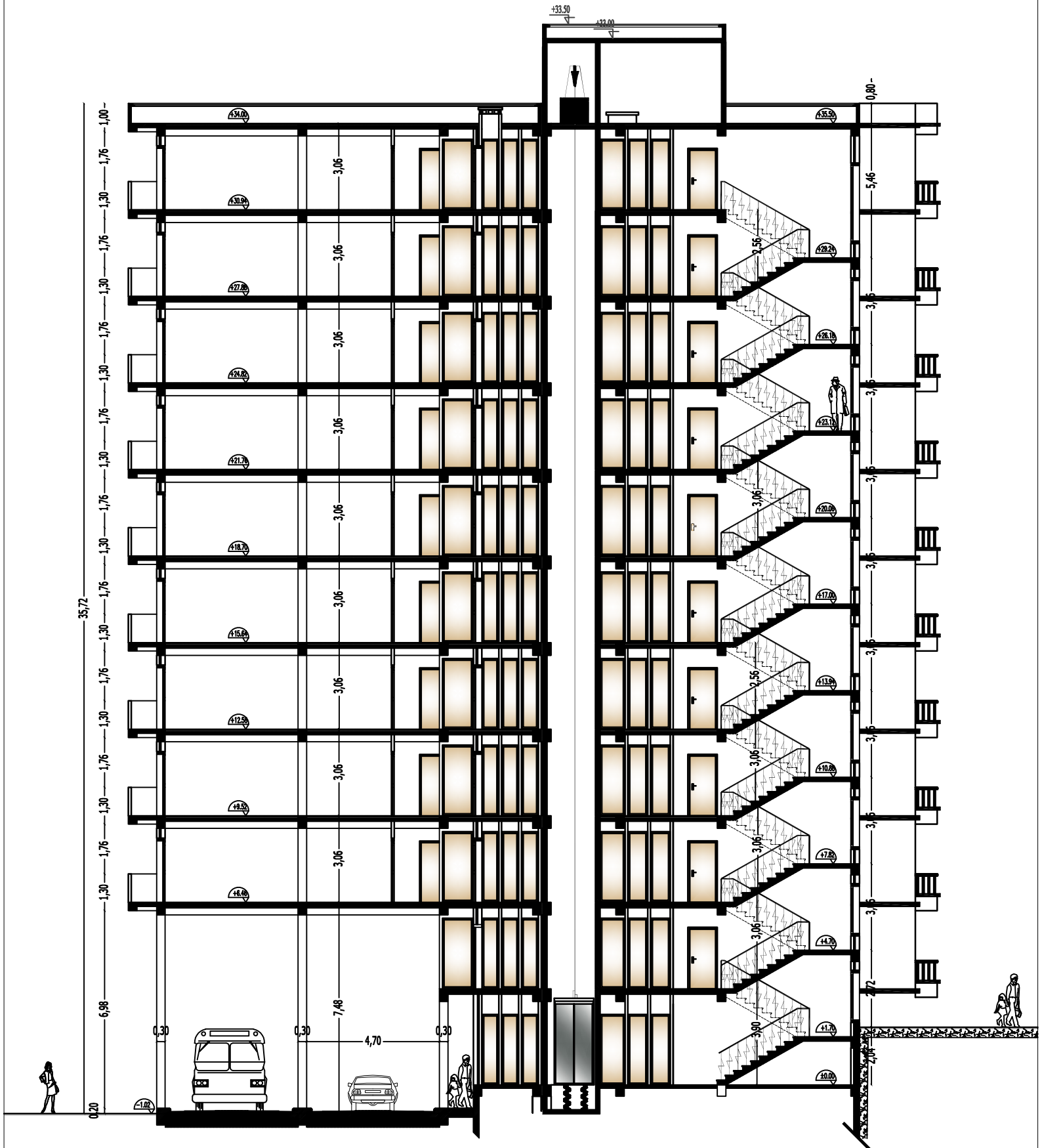
Tableau I.1: Caractéristiques géométriques.....	2
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton.....	2
Tableau I.3 : caractéristiques des aciers de bâtiment.....	14
Tableau I.4: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	17
Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.....	21
Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	21
Tableau II-3 : Vérification des conditions exigées par l'RPA.....	21
Tableau II-4 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage terrasse.....	25
Tableau II-5 : Charges permanentes d'étage courant.....	26
Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur.....	27
Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur.....	28
Tableau II-8 : Coefficients de dégression des charges.....	30
Tableau II-9 : Sections des poteaux.....	32
Tableau III-2-1: Charge permanente du palier.....	46
Tableau III-2-2 : Charge permanente de la volée.....	46
Tableau III-2-3 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU :.....	49
Tableau III-2-4 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.....	56
Tableau III.5.1 : Les charges permanentes revenant à la console.....	98
Tableau III.5.2 : Les charges concentrées revenant à la console.....	99
Tableau IV-1: Les inerties des refends dans le sens transversal.....	113
Tableau IV-2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.μ.....	114
Tableau IV-3 : Déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau.....	115
Tableau VI.1. : Résultats d'analyse dynamique.....	143
Tableau VI-2 : Vérification de la force sismique à la base.....	145
Tableau VI-3 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x	146
Tableau VI-4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y	147
Tableau VI.5 : Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.....	148
Tableau VI.6- Vérification de l'excentricité sens x-x.....	150
Tableau VI.7 : Vérification de l'excentricité sens y-y.....	150
Tableau VII.1 : les sections minimales d'armatures dans les poutres.....	153
Tableau VII-2 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.....	155

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres principales	156
Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires.	157
Tableau VI.2. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	163
Tableau VII.2. 2: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	166
Tableau VII.2.3 : Les efforts internes dans les poteaux.	166
Tableau VII.2.4: Délimitation de la zone nodale.	168
Tableau VII.2.5: Vérification au cisaillement.	171
Tableau VII.2.6. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens	172
Tableau VII.2.7. Vérification des contraintes dans le béton	173
Tableau VII.2.8. Vérification des contraintes dans l'acier.....	174
Tableau VII-3.1 : Ferrailage des voiles longitudinaux (L=1,50 m)	184
Tableau VII-3.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux (L=1.85 m).	185
Tableau VIII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.....	188
Tableau VIII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles longitudinaux.	190
Tableau VIII-3: Ferrailage de la dalle de radier à ELU.	199
Tableau VIII-4 : résultats de calcul des différents chargement.	205
Tableau VIII-5 : Le ferrailage adopté pour la nervure	210
Tableau IX-1. Ferrailage du mur	217
Tableaux IX-2-Vérification des contraintes à l'ELS.....	217

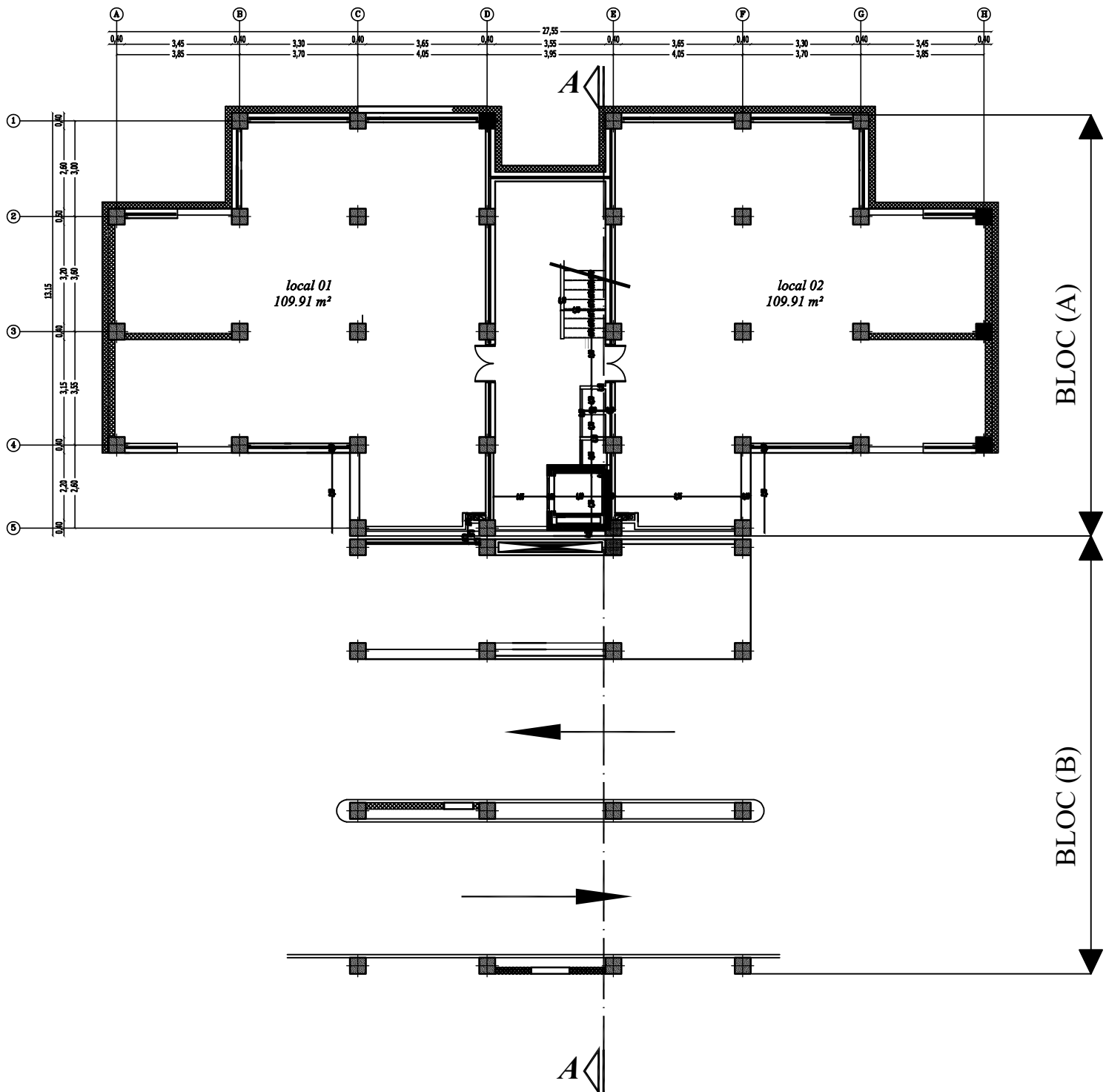
La facade principale



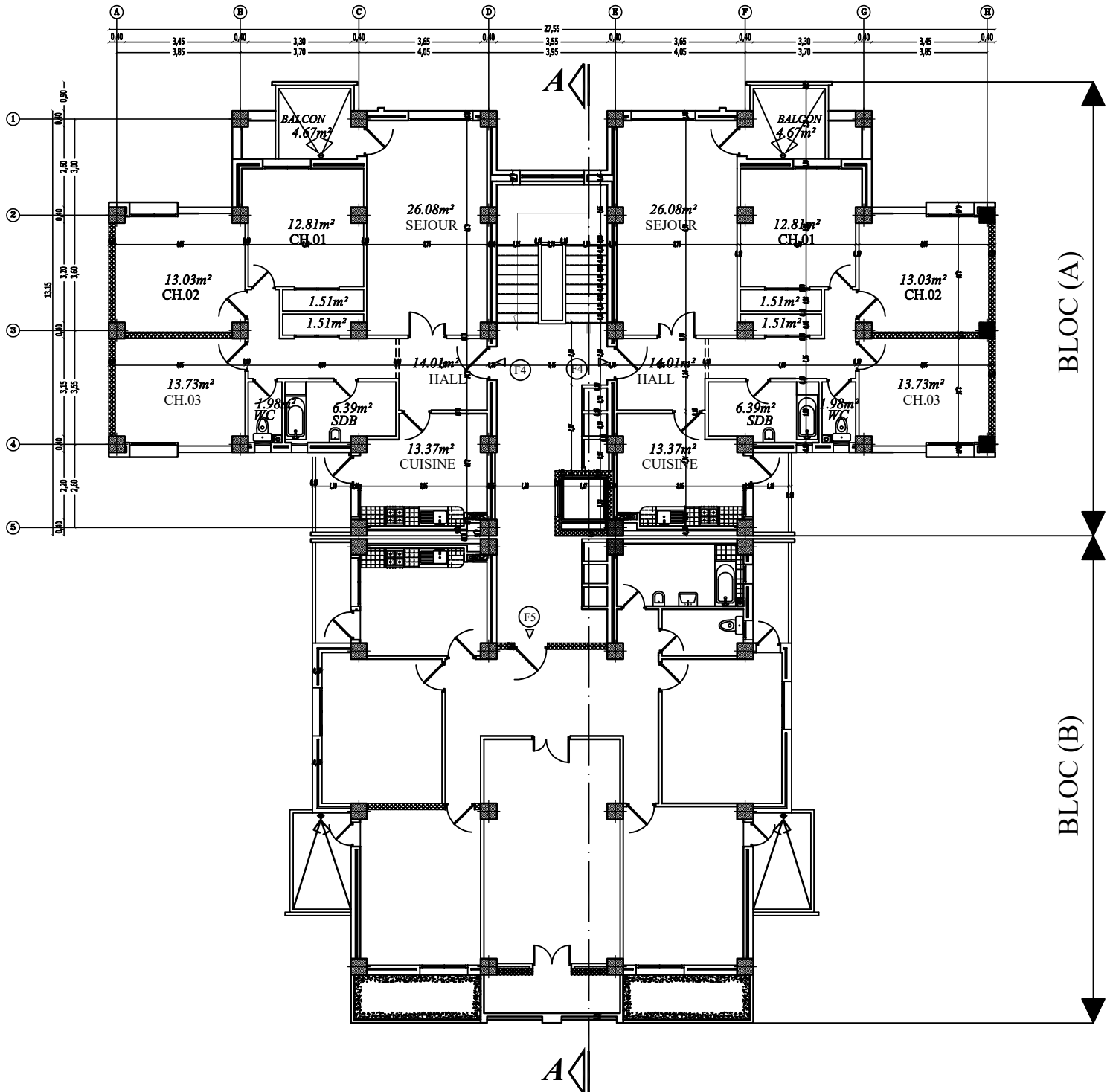
Coupe A-A



Plan entre sol



Plan étage courant



Introduction générale

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un « R+7+ entre sol) à usage d'habitation et commercial.

L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle l'ingénieur de structure ayant des critères économiques à respecter afin d'acquérir méthode et rigueur. Analyser des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but que nous avons fixé.

Une fois avoir obtenus les différents documents architectural et rapport de la géotechnique on passera à l'étude statique générale du bâtiment (dimensionnement des différents éléments de la structure).

Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de nous faire découvrir le bâtiment et les diverses particularités du projet. Dans un second temps, elle nous permettra de faire le point sur certains principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements.

Après avoir le pré-dimensionnement vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le pourcentage et le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur l' **R.P.A99 modifié 2003**, tout en respectant l'architecture de la structure.

Afin de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS, les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par l' **R.P.A99/version 2003**. Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été effectués. Stabilité d'ensemble (Effet P-D ; état limite des déplacements inter-étage).

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce premier chapitre consiste à la présentation de l'ouvrage à étudier, sa description, ses caractéristiques géométriques, ainsi que les éléments le constituant et les caractéristiques des matériaux utilisés.

L'étude de cet ouvrage se fera de telle manière à assurer sa rigidité et sa stabilité en calculant les éléments résistants le constituant, tout en tenant compte de l'aspect économique.

I.2 Présentation et description de l'ouvrage

Le projet porte sur l'étude d'une construction à usage d'habitation en R+7 + entre sol. Il est implanté à ALGER qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003) en zone III (comme étant une zone de forte sismicité) et de groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques de la structure sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Longueur Totale	27,88 m
Largeur Totale	13,15m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur de l'étage courant	3,06 m
Hauteur de entre sol	3,40
Hauteur de l'acrotère	0,60

I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

I.4.1 L'ossature :

Partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structurels directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble afin de résister aux charges.

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- ❖ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation ...).

I.4.2. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils doivent assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment nous avons utilisé deux types de plancher :

❖ Plancher en corps creux (entrevous) :

S'appuyant sur des poutrelles préfabriquées disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles sont posées les corps creux (Hourdis). Le tout complété par une dalle de compression armée d'un treille soudé d'épaisseur de 4 à 5 cm.

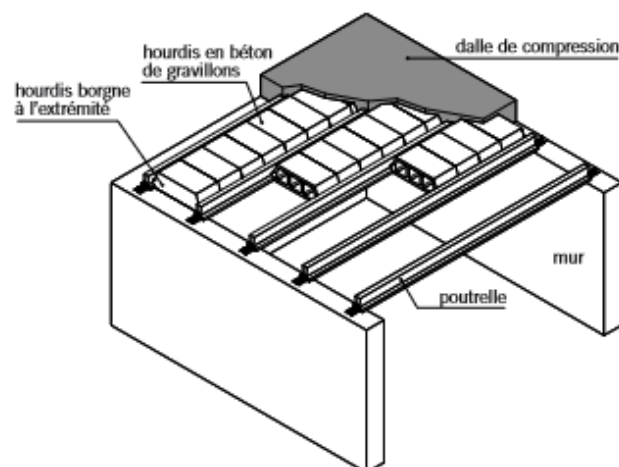


Figure I. 1. Éléments d'un plancher en corps creux.

❖ Dalle pleine :

La dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque constituée d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20 cm en moyenne ; coulée sur un coffrage plat. Il comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon la portée et les charges à supporter pour notre structure. Les dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

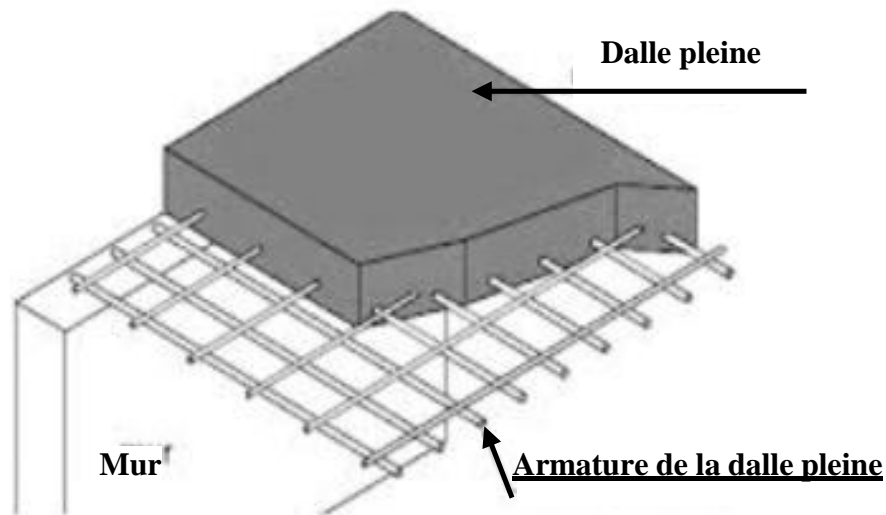


Figure I.2 : dalle pleine

Dans notre cas on a :

- RDC et les étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression portée sur des poutrelles préfabriquées.
- Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- Le dernier niveau sera réalisé avec un faux plafond et l'entre sol par une dalle coulée sur le sol.

I.4.3 Balcons :

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

I.4.4 Les escaliers :

Ceux sont ses ouvrages permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment ; est constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale.

Il existe plusieurs types d'escalier en béton armé tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc. Le choix du type d'escalier à retenir dépend d'un certain nombre de contraintes comme par exemple, l'architecture et la hauteur à franchir.

Principaux termes relatifs à un escalier :

- ❖ **l** : Longueur des marches,
- ❖ **g** : Le giron des marches (Largeur des marches),
- ❖ **h** : Hauteur des marches,
- ❖ Palier de départ,
- ❖ Palier d'arrivée,
- ❖ Volée.

Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers réalisés en béton armé à deux volées et à un palier de repos.

I.4.5 Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types :

- Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses il compose de :
 - Brique creuse de 15cm.
 - L'âme d'air de 5cm.
 - Brique creuse de 10cm.
- Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- Murs de séparation : Les murs de séparation entre logement sont réalisés en briques creuses de 15cm d'épaisseur.

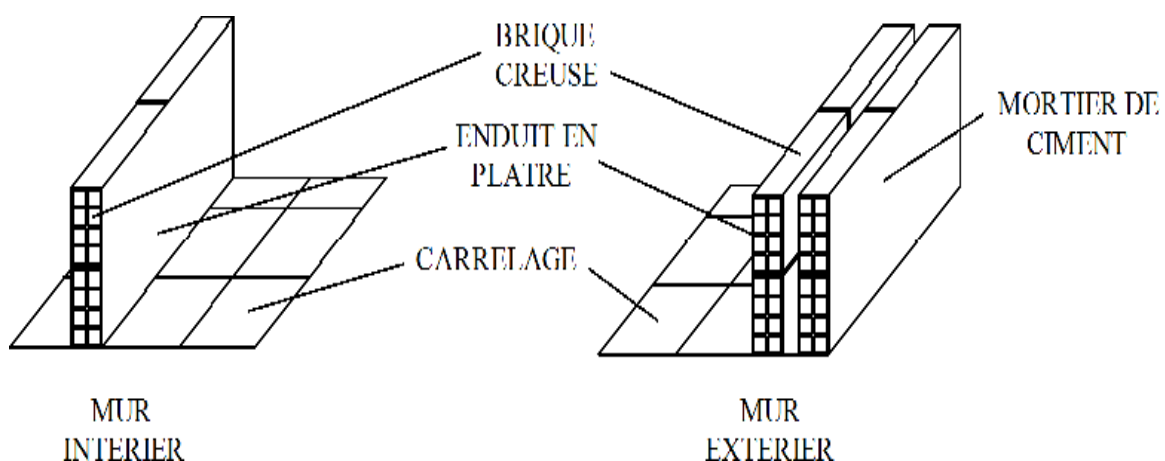


Figure I.3 : maçonnerie

I.4.6. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisé avec voile en béton armé.

I.4.7. Revêtements :

Le revêtement de bâtiment est constitué par :

- Enduits en ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, porte à faux et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Terrasses Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers.

I.4.8. Système de coffrage :

Le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Les coffrages métalliques permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif.

Du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, le coffrage bois présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

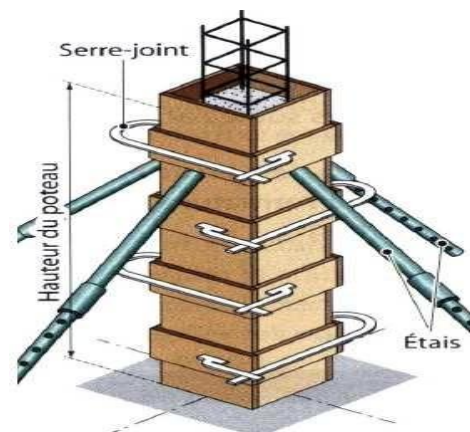


Figure1.4 : coffrage métallique et en bois

I.4.9. Isolation :

- ❖ L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- ❖ L'isolation thermique : est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
- ❖ Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'arantèles deux parois.

I.4.10. Acrotère :

C'est un élément en béton armé réaliser la périphérie du plancher terrasse il joue un rôle de sécurité et de garde de corps dont la hauteur est de 60 cm, il a pour but de permettre un bon façonnement

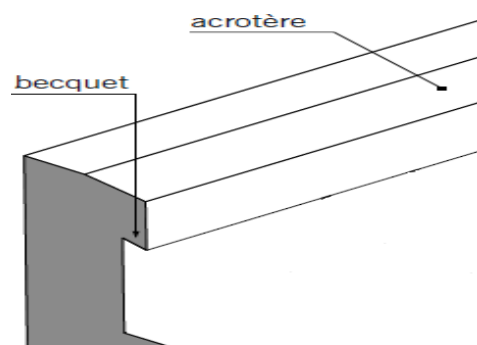


Figure I-5 : Schéma descriptif de l'acrotère.

I.4.11. Les fondations :

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

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

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

Il existe deux types de fondations :**❖ Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3m$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

❖ Les fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3$ m : puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I.5. Les voiles

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.6. Contrainte admissible du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- ❖ Contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2.50$ bar situés à une profondeur de 2 m.
- ❖ Site meuble.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables sur les chantiers de construction.

Notre projet sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) ainsi que les règles du béton armé aux états limite (BAEL 91 modifié 99).

I.7.1 Le béton

I.7.1.1 Définitions

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement. Pour un mètre cube du béton courant est composé de 350 Kg de :

- Ciment (CPA325), de 400l
- Sable ($0 < D_g < 5$ mm), de 800l

- Gravillons ($5 < D_g < 15 \text{mm}$)
- Gravier ($15 < D_g < 25 \text{mm}$), ainsi 175l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 et 2500Kg/m³.

I.7.1.2. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- ❖ **Masse volumique** : Pour les bétons courants, elle est comprise entre :
 - **2300 à 2400 Kg/m³** S'il n'est pas armé.
 - **2500 Kg/m³** S'il est armé.

- ❖ **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume.

Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».

Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

- ❖ **Fluage de béton** :

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

- ❖ **Résistance caractéristique à la compression f_{cj}**

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression.

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$.

Tableau I.2 : Caractéristiques du béton.

J ≤ 28	F_{C28} ≤ 40 MPa	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(4,76 + 0,83j)}$
	F_{C28} > 40 MPa	$F_{Cj} = \frac{j \times f_{C28}}{(1,40 + 0,95j)}$
J = 28	F_{C28} ≤ 40 MPa	F_{Cj} = f_{C28} pour les calculs de résistance
28 < J < 60		F_{Cj} = $\frac{j \times f_{C28}}{(4,76 + 0,83j)}$ pour les calculs de déformation
J > 60		F_{Cj} = 1,1 × f_{C28} pour les calculs de déformation

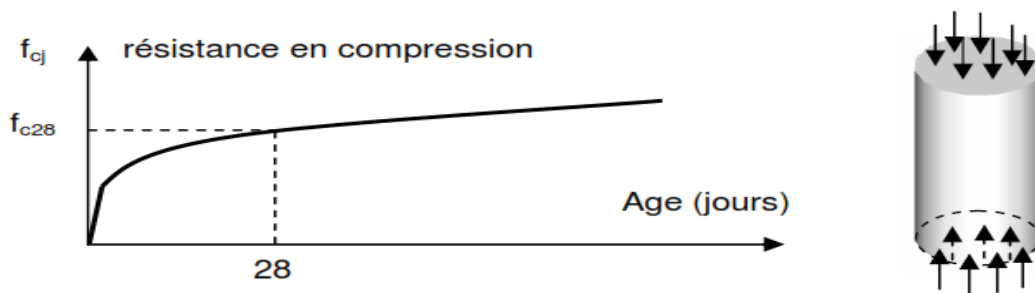


Figure I.6 : Évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.

❖ Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées ;
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{C28} \quad \text{Pour} \quad f_{Cj} < 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{C28} \quad \text{Pour} \quad f_{C28} > 60 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL91/ A.2.1, 12})$$

Dans notre cas : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ Donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

❖ **Etat limite des contraintes du béton**

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) : (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées99)**

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

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

γ _b	• $\gamma_b = 1.15$ <i>Situation Accidentelle</i>
	• $\gamma_b = 1.5$ <i>Situation Courante</i>

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

θ	• $\theta = 0.85$ <i>t < 1 heure (Accidentelle)</i>
	• $\theta = 0.9$ <i>1h < t < 24 heure (Accidentelle)</i>
	• $\theta = 1$ <i>t > 24 heure (durable)</i>

f_{bc} =Contrainte ultime du béton en compression Pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

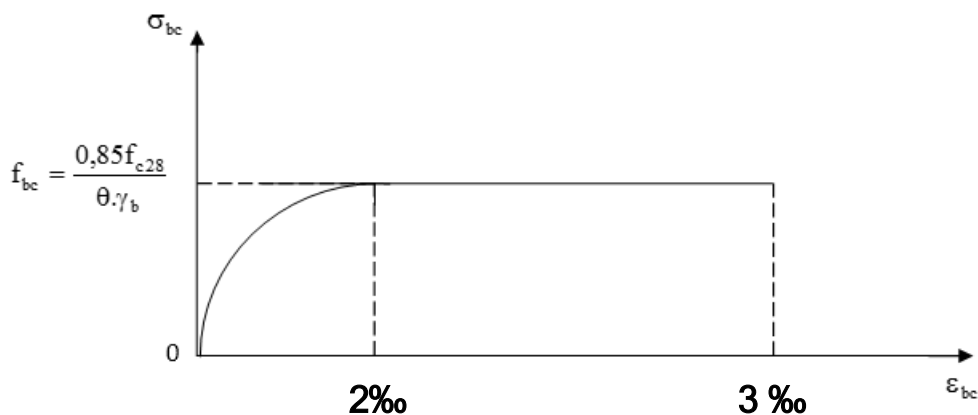


Figure I.7 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

➤ **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91modifiée 99)**

Les déformations nécessaires pour atteindre L'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

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

Avec $\overline{\sigma}_{bc}$ la contrainte admissible à l'ELS

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire.

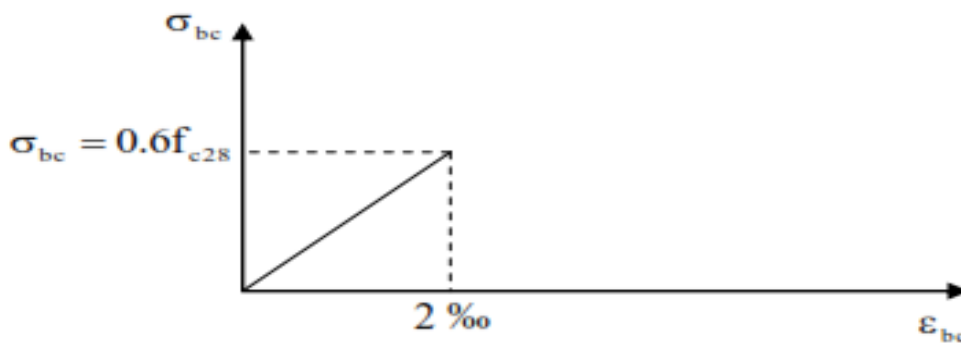


Figure I.8 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

➤ **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99)**

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) pour les armatures droites [$a = 90^\circ$] est donnée par expressions suivantes :

$$\tau = \min (0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

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

- **Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale a :

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

Dans notre cas : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

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

Dans notre cas : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

❖ **Module d'élasticité transversale**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

❖ **Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99]**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative et transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$v = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera pris égal à :

E.L.U : $v=0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré). (ART- 2.1.3, BAEL 91)

E.L.S : $v=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré). ART-2.1.3, BAEL 91).



I.7.2. L'acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions aux quels ce dernier ne résiste pas.

Types aciers et ses limites élastiques

TAB I.3 : caractéristiques des aciers de bâtiment.

Aciers	Désignation	Limite d'élastique Fe [MPa]	Utilisation	Schémas
Haute Adhérence	Fe E400	400	Tous Travaux B.A	
	Fe E500	500		
Treillis Soudés	T.S.L [lisses]	500	— Planchers — Dalles	
	T.S.L.H.A haute adhérence	500		

❖ **Module d'élasticité longitudinal : [Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99]**

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_S = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

- Etat limite Ultime [ELU][Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99]

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

γ_s

- $\gamma_s = 1$ *Situation Accidentelle*
- $\gamma_s = 1.15$ *Situation courante (durable)*

- Etat limite service [ELS] (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99)

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- ✓ Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99)

En milieu peu agressif, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitations les aciers sont protégés

- ✓ Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

- ✓ Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99)

Cas des éléments devant assurés à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, brouillée...)

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec :

n : coefficient de fissuration

n

- **n = 1** pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- **n = 1,3** pour les aciers Haute Adhérence $\varnothing < 6 \text{ mm}$
- **n = 1,6** pour les aciers moyenne adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

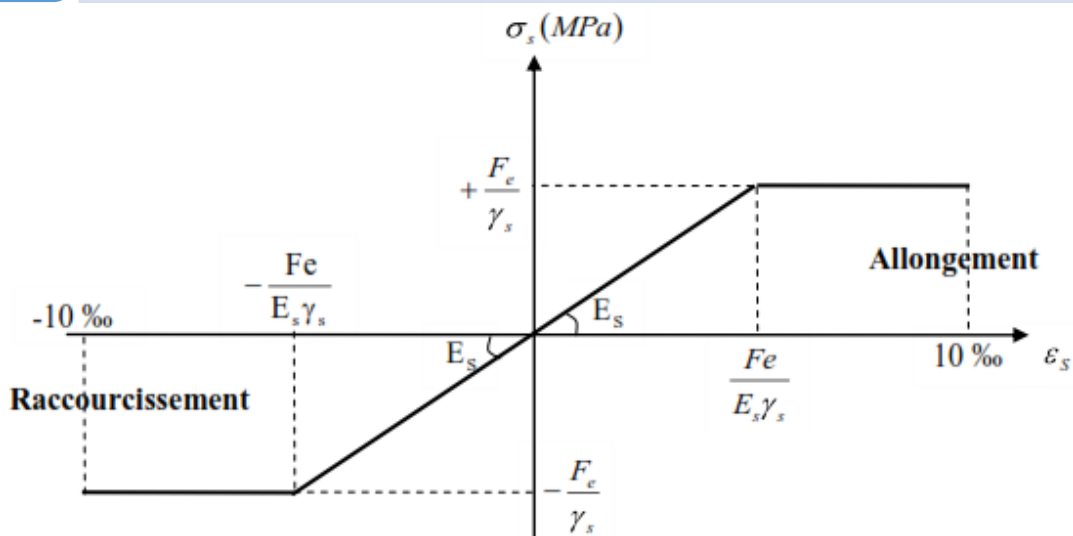


Figure I.9 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier

I.8. Protection des armatures :

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

- ✚ **C ≥ 5cm**, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ✚ **C ≥ 3cm**, Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- ✚ **C ≥ 1cm**, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé dans notre projet sont présentées dans le

tableau suivant :

Tableau I.4 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	La résistance du béton à la compression à 28jours (f_{c28})	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28})	2,1
	Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc})	21,74
	Le module d'élasticité instantané (E_{ij})	32164,195
	Le module d'élasticité différé (E_{vj})	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc})	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ($\bar{\sigma}_{bc}$)	15
Acier	La limite élastique des armatures longitudinales (Fe)	400
	La limite élastique des armatures transversales(Fe)	235
	La limite élastique des treillis soudés(Fe)	500
	Module d'élasticité (E)	200000

Conclusion

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utiliser et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré-dimensionnement précis des éléments défini afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Chapitre II

Pré-dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, après avoir définie les caractéristiques géométriques, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent.

Ce calcul préliminaire a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 (version 2003) et BAEL91 (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément porteurs tels que les planchers, les poteaux, les poutres et les voiles

II.2. Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il assure la fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages et aussi la compatibilité des déplacements horizontaux.

II.2.1.1 En corps creux

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{porté libre maximale dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$$

Nous prendrons une section minimale de (30x30) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

$$L_{max} = 405 - 30 = 375 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm.}$$

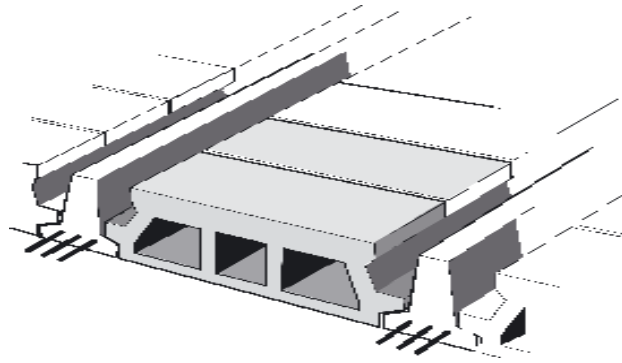


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

On optera pour un plancher de $(16+4) = 20$ cm

- ✓ Epaisseur du corps creux est de **16 cm**
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de **4 cm**.

II.2.1.2. En dalle pleine :

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

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

a) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons dépend de la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \quad \text{Avec : } L_0 : \text{portée libre.}$$

e : épaisseur de la dalle.

$$\text{Dans notre cas : } L_0 = 1.50\text{m} = 150\text{cm} \longrightarrow e \geq \frac{150}{10} \longrightarrow e_1 = 15 \text{ cm}$$

b) Condition de résistance au feu :

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

$$e_2 = 11\text{cm}$$

c) Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M_p est supérieure à $\rho = 350 \text{Kg/m}^3$.

$$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{kg/m}^2 \quad \text{Avec : } \rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^2.$$

Avec : $\rho_{\text{béton}}$ masse volumique du béton est égale à $2500 \text{kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^2$.

D'où l'épaisseur minimale de dalle est :

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$$

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

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire conditions suivantes :

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

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

II.2.2.1. Poutres Principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles :

Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.

	Hauteur [cm]	Largeur [cm]
Application numérique	$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10}$	$0,4 (40) \leq b \leq 0,7(40)$
	$25 \leq ht \leq 37,5$	$16 \leq b \leq 28$
Valeur prise	40	30

II.2.2.2. Poutres secondaires :

Ce sont les poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

	Hauteur [cm]	Largeur [cm]
Application numérique	$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10}$	$0,4 (30) \leq b \leq 0,7(30)$
	$22 \leq ht \leq 33$	$12 \leq b \leq 21$
Valeur prise	35	30

- Vérification relatives aux exigences de l'RPA (Art 7.5.1 RPA 99/2003) :

Tableau II-3 : Vérification des conditions exigées par l'RPA.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Verification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30 cm	OK
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1,16	OK

❖ Conclusion :

Les conditions du **RPA** sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.2.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. Du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 ep$. L'épaisseur du voile (a) sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et de la rigidité aux extrémités (figure II-5). L'épaisseur minimale est de 15 cm (figure II-6).

Avec :

- a : épaisseur d'un voile.
- L : portée min du voile.
- he : hauteur d'étage.

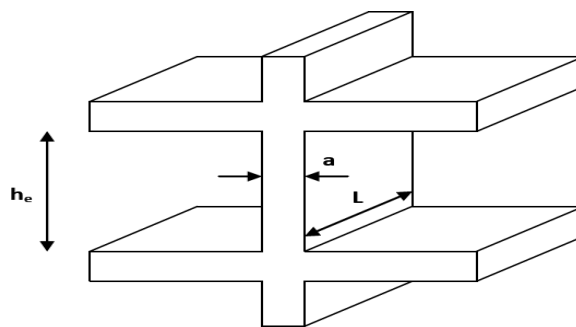


Figure II-2 : Coupe de voile en élévation.

Trois cas peuvent se présenter :

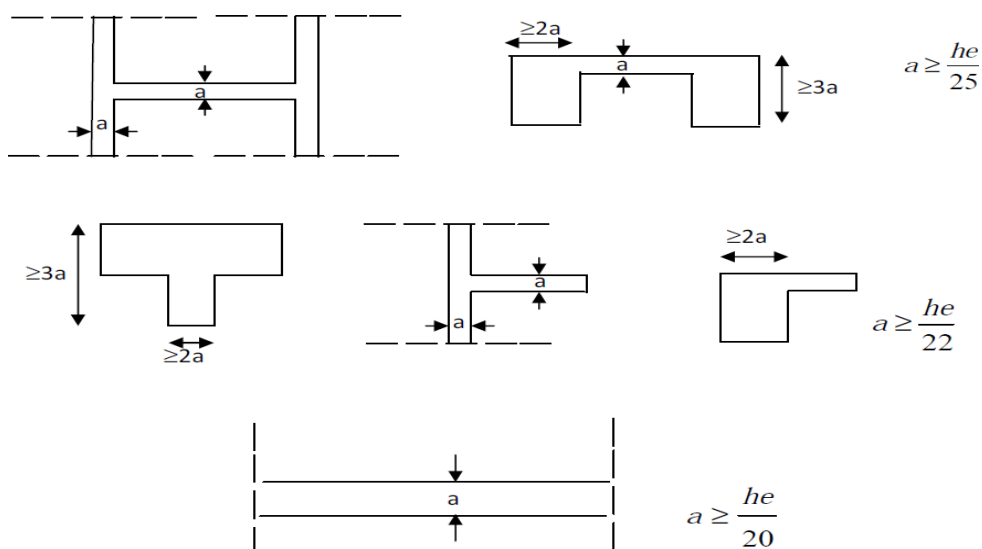


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

Avec:

$$a \geq \max (h_e/25; h_e/22; h_e/20) \longrightarrow a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - e_p \quad \text{où} \quad e_p : \text{Hauteur du plancher} = (16 + 4) = 20 \text{ cm.}$$

❖ Pour entre sol :

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm.}$$

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

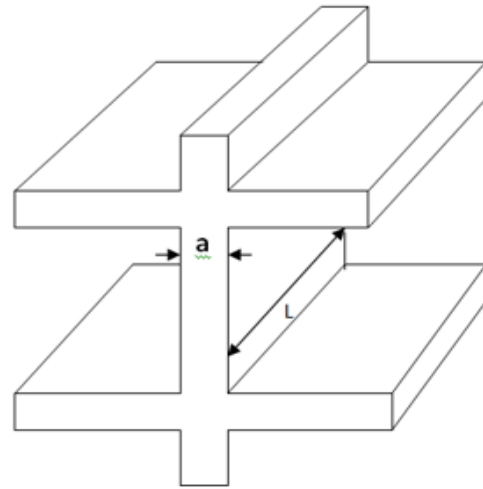


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

❖ Pour les étages courants et RDC :

$$h_e = h - e_p$$

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

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

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm.}$

● Vérification relatives aux exigences de l'RPA :

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leur longueurs (l_{min}) doit être au moins égale à 4 fois leur épaisseur (ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.

La longueur du voile : $L_{min} = 60 \text{ m.}$

L'ouvrage sera implanté à Alger zone de forte sismicité (III), l'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a_{min} = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.4. Les poteaux :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supportant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

N_s : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à $(G + Q)$.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Remarque :

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

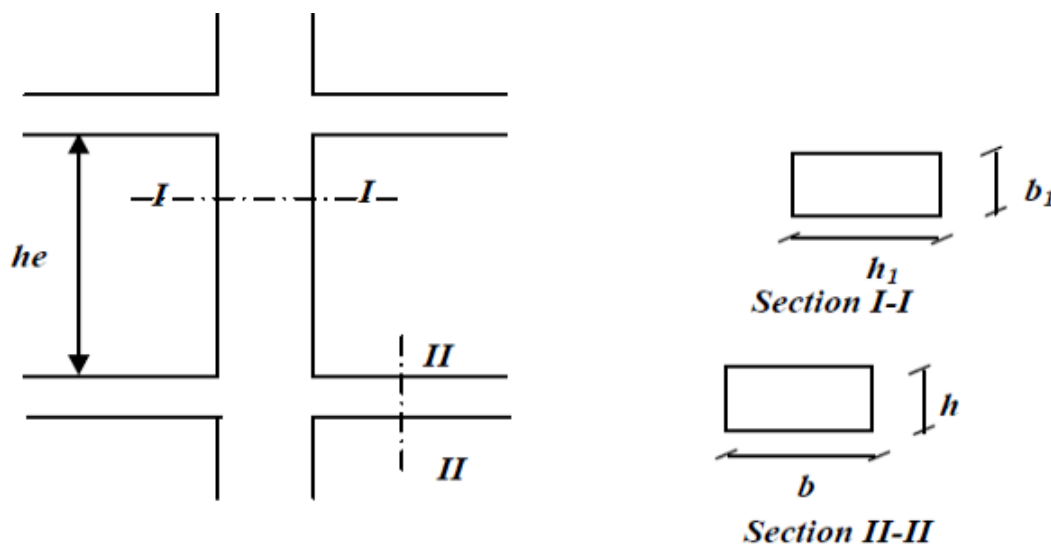


Figure II-5 : Coffrage des poteaux.

II.2.4.1. La descente de charges

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, en effet elle permet de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire de définir les charges et surcharges, ainsi que les surfaces d'influence de ces dernières.

II.2.4.1.1. Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes G :

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

Plancher terrasse :

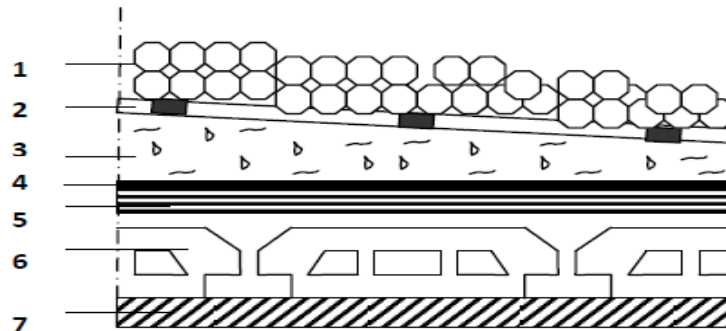


Figure II.6 : coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage terrasse

N°	Designation	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G_i (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuilleplyane	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Plancher à corps creux	0.20	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	Totale	/	/	5.83

Plancher étage courant :

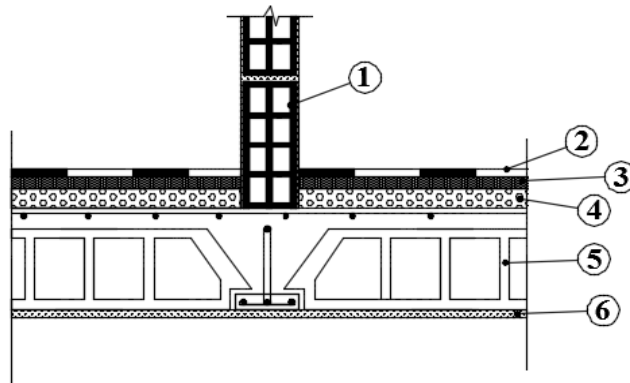


Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant.

Tableau II-5 : Charges permanentes d'étage courant

N°	Élément	Épaisseur [m]	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2,8
5	Enduit en plâtre	0,20	10	0,2
6	Cloison intérieurs	/	/	0,90
Charge permanente totale du plancher d'étage courant G_{pec}				5,48

Maçonnerie :

* Murs extérieurs :

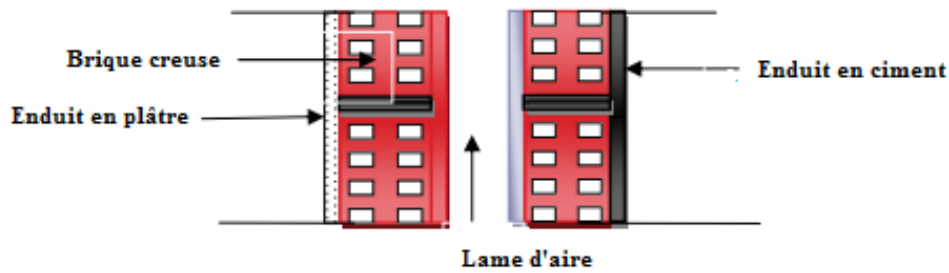


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur.

N°	Elément	Epaisseur [m]	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	2 × 0,10	09	1,8
3	Lame d'air	0,10	/	/
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale du mur extérieur Gmext				2,36

➤ Murs intérieurs :

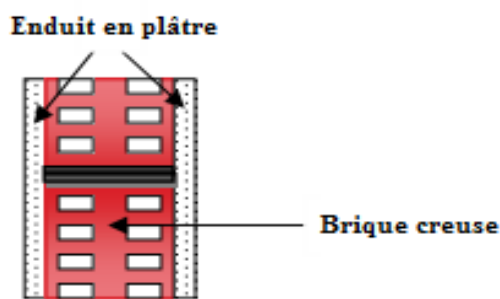


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.7 : Charges permanentes du mur intérieur.

N°	Designation	Epaisseur e(m)	Poidsvolumique (KN/m ³)	Charges Gi (KN/m ²)
1	Enduit de platre	0.02	10	0.20
2	Briquecreuse	0.1	09	0.90
3	Enduit de platre	0.02	10	0.20
	Charge totale	/	/	1.30

L'acrotère :

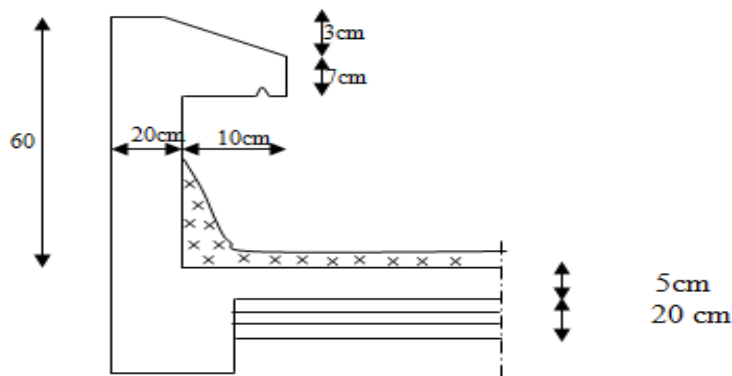


Figure II.10 : Dimensionnement de l'acrotère

$$G = S \rho_{\text{béton}}$$

S : surface de l'acrotère

$\rho_{\text{béton}}$: poids volumique du béton.

$$G = [(0,6 \times 0,2) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) / 2] \times 25$$

$$G = 3,212 \text{KN/m}$$

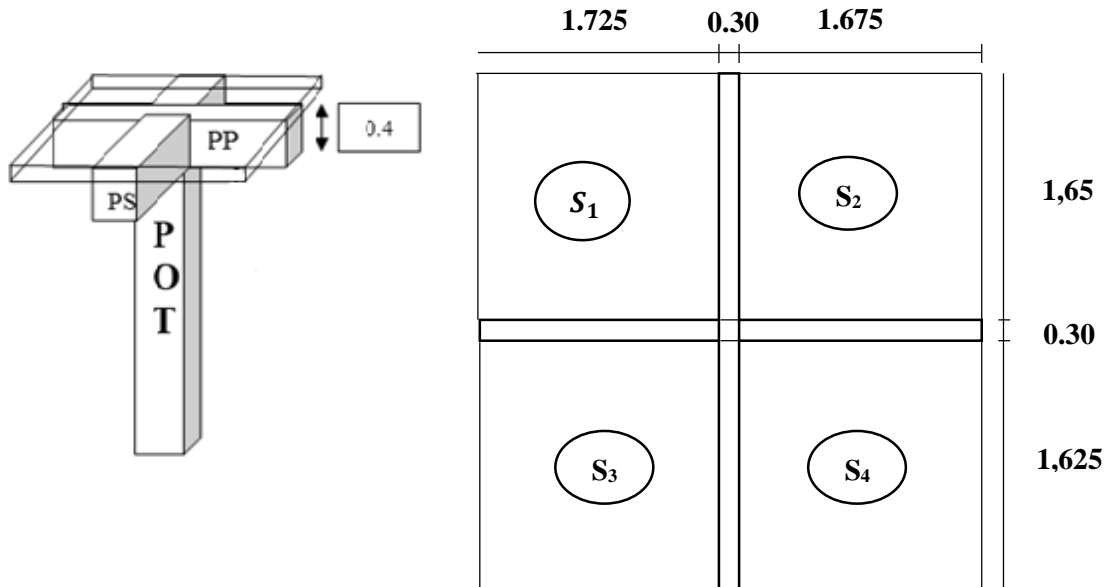
b) - Surcharges d'exploitation Q

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B. C.2.2) comme suit :

- Plancher terrasse : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- L'escalier : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

II.2.4.1.2. Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.



• Surface du plancher revenant au Poteau

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

$$S_1 = 1,725 \times 1,65 = 2,856 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,675 \times 1,65 = 2,763 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,725 \times 1,625 = 2,803 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,675 \times 1,625 = 2,721 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S_{\text{tot}} = 11,14 \text{ m}^2.$$

II.2.4.1.3. Calcul des poids propres des éléments

1) Poids propre de plancher terrasse

$$P_{\text{pt}} = G_t \times S_{\text{tot}} = 5,83 \times 11,14 = 64,83$$

2) Poids des poutres et le poteau :

$$\text{Le poids des poutres : } G_{\text{poutres}} = 17,568 \text{ KN}$$

$$P_{\text{poteau}} (0,30 \times 0,30) \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

3) Poids propre de plancher courant

$$P_{\text{pc}} = G_{\text{pc}} \times S_{\text{tot}} = 5,48 \times 11,14 = 61,04 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q_{\text{pt}} = 11,14 \times 1,00 = 11,14 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_{\text{pe}} = 11,14 \times 1,5 = 16,71 \text{ KN}$
-

II.2.4.1.4. La dégression des charges

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d’exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d’application des surcharges sur tous les plancher.

Cette loi s’applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 (**n ≥ 5 niveau**) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, ce qui est applicable dans notre cas (Art 6.3.D.T.R B.C 2.2) :

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3 + n}{2n}\right) \sum Q_i$$

Avec :

- Q₀ : surcharge d’exploitation à la terrasse
- Q_i : surcharge d’exploitation de l’étage i
- n: numéro de l’étage du haut vers le bas
- Q_n : surcharge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

❖ **Coefficient de dégression des charges :**

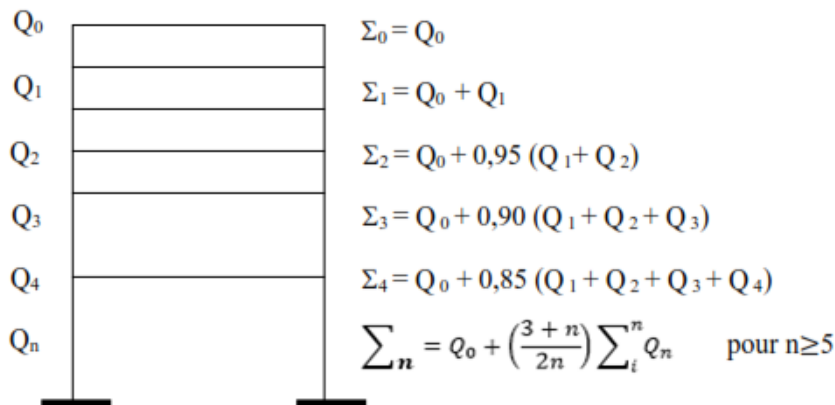


Figure II-11 : Descente de charges

Tableau II-8 : Coefficients de dégression des charges.

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Entre sol
Coefficient	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688	0,667

❖ Surcharges cumulées :

$$7^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_1 = Q_0 = 11,14 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_2 = Q_0 + (Q_1 + Q_2)$$

$$5^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_3 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$4^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_4 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$3^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_5 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$2^{\text{er}} \text{ étage} : \Sigma_6 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : \Sigma_7 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\text{RDC} : \Sigma_8 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\text{Entre sol} : \Sigma_8 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

❖ Application numérique :

$$7^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_1 = Q_0 = 11,14 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_2 = 11,14 + 16,71 = 27,85 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_3 = 11,14 + 0,95(16,71 + 16,71) = 42,889 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_4 = 11,14 + 0,90(16,71 + 16,71 + 16,71) = 56,257 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} \text{ étage} : \Sigma_5 = 11,14 + 0,85 (16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71) = 67,954 \text{ KN}$$

$$2^{\text{er}} \text{ étage} : \Sigma_6 = 11,14 + 0,80 (16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71) = 77,98 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : \Sigma_7 = 11,14 + 0,75 (16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71) = 86,335 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : \Sigma_8 = 11,14 + 0,714(16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71) = 94,656 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Entre sol} : \Sigma_8 &= 11,14 + 0,688 (16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71 + 16,71) \\ &= 103,111 \text{ KN} \end{aligned}$$

Tableau II-9 : Sections des poteaux.

NIVEAU	Charges permanente (KN)				Charges d'exploitation en KN		Effort normaux (kN)	Section des poteaux (cm ²)		
	A Poids			G	G cumulée	Q	Q cumulée	N = G _c + Q _c	N/σ _{bc}	S Adoptées
	Planchers	poutres	poteaux							
7	64.83	17.568	00	82.398	82.398	11.14	11.14	93.538	62.35	40x40
6	61.04	17.568	6.885	85.593	167.991	16.71	27.58	195.571	130.38	40x40
5	61.04	17.568	6.885	85.593	253.584	16.71	42.889	296.573	197.71	40x40
4	61.04	17.568	6.885	85.593	339.117	16.71	56.257	395.374	263.58	45x45
3	61.04	17.568	6.885	85.593	424.77	16.71	67.954	492.724	328.48	45x45
2	61.04	17.568	6.885	85.593	510.363	16.71	77.98	588.343	392.22	45x45
1	61.04	17.568	6.885	85.593	595.956	16.71	86.335	682.291	454.86	50x50
RDC	61.04	17.568	6.885	85.593	681.549	16.71	94.656	776.205	517.47	50x50
E-S	61.04	17.568	7.65	86.258	766.534	16.71	103.11	869.645		50x50

❖ Dimensionnement des sections des poteaux :

II.2.4.2. Vérification des conditions exigées par (l'Art 7.4.1.RPA 99/2003)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de forte. Sismicité (III) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b; h) \geq 30 \text{ cm.}$
- $\text{Min}(b; h) \geq h_e/20.$
- $1/4 < b/h < 4.$

On a adopté pour :

(50×50) cm² pour entre sol, RDC, 1^{er} étage.

(45×45) cm² pour 2^{eme} étages 3^{eme} , 4^{eme} étages.

(40×40) cm² pour 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étages.

Condition vérifié

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité élastique qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés, suite à l'influence défavorable des sollicitations qui se traduisent par un fléchissement d'un poteau (apparition d'un moment de flexion), Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

Avec :

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

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (bxh).

Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

Etage	Entre sol RDC, 1 ^{er} ,	2 ^{ème} , 3 ^{ème} 4 ^{ème}	5 ^{ème} . 6 ^{ème} , 7 ^{ème}
Lo	3.40-0.40 =3.00m	2.66	2,66
Lf =	0,707 X 3.00 = 2.121	1.88	1.88
Section despoteaux (cm)	50X50	45X45	40X40

$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 50$	0.2099	0.1860	0.2170
Vérification	Vérifier	Vérifier	Vérifier

$$I = \frac{B * H^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{lf}{\frac{\sqrt{I}}{\sqrt{3}}} = \frac{0.7 l_0}{\frac{\sqrt{h^2}}{\sqrt{12}}} = 0.7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Conclusion :

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

- ✓ Hauteur du plancher ht = 20cm soit un plancher de 16+4 cm.
- ✓ Section des poutres principales (30x40) cm²
- ✓ Section des poutres secondaires (30x35) cm²

Sections des poteaux :

- ✓ (50x50) cm² pour les niveaux Entre sol, RDC, 1^{er} étages.
- ✓ (45x45) cm² pour les niveaux 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étages.
- ✓ (40x40) cm² pour les niveaux 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étages.

Epaisseur des voiles : e = 20cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres.

Chapitre III

Calculs des éléments secondaires

III.1. Etude de l'acrotère

III.1.1. Introduction

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudié isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 modifier 99.

III.1.2. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

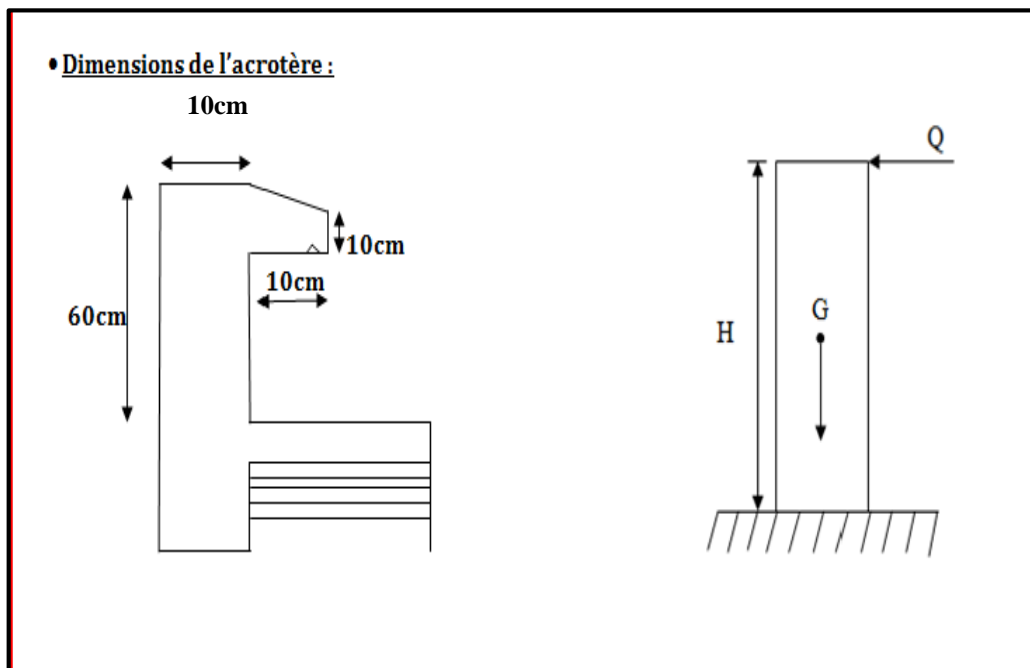


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.2.1. Calcul des sollicitations

a) - Effort normal du au poids propre G

$$G = \rho \times S$$

$$\text{Avec: } S = [(0,6 \times 0,2) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1) / 2] \times 25$$

$$S = 0,1285 \text{ KN.m.}$$

Donc :

$$G = 0,1285 \times 25 = 3,212 \text{ kN/ml.}$$

b) - Effort normal

$$N = G = 3,212 \text{ KN/ml.}$$

c)- Effort horizontal :

$$T = Q = 1 \text{ KN/MI}$$

d)-Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$MQ = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

e) - Schémas statiques :**III.1.2.2. Combinaison des charges :****a) - A l'ELU :**

- ✓ La combinaison de charges est : $1,35 G + 1,50 Q$
- ✓ Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 3,212 = 4,336 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 MQ = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$
- ✓ Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

b) - A l'ELS :

- ✓ La combinaison de charges est : $G + Q$
- ✓ Effort normal de compression : $N_s = G = 3,212 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Moment de renversement : $M_s = MQ = 0,6 \text{ KN.m.}$
- ✓ Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à l'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de dimensions suivantes :

- hauteur $h = 10 \text{ cm}$
- largeur $b = 100 \text{ cm}$
- l'enrobage $c = c' = 3 \text{ cm}$
- hauteur utile $d = h - c = 7 \text{ cm}$

Soumis à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u , vérifié à l'ELS.

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f), calculé par rapport au CDG des armatures tendues, afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

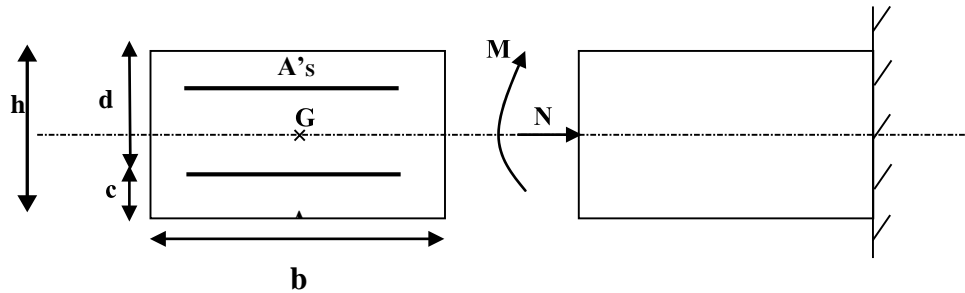


Fig.III.1.2 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

1- Calcul à L'ELU :

a- Calcul de l'excentricité :

h = 10 cm ; b = 100 cm ; d = 7 cm ; c = 3 cm

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{4,336} = 0,20\text{m} = 20 \text{ cm.}$$

Nous avons :

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

$$e_u = 0,20 \text{ m} > 0,02 \text{ m}$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues le centre de pression (Cp) se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures (N) L'effort normal N est un effort de compression, → section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (Mf).

-Calcul en flexion simple :

✓ Le moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 4,336 (0,1/2 - 0,03) = 0,986 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ (moment réduit) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma} \quad \text{Avec : } \theta = 1 \quad \gamma = 1,5$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{0,986 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014$$

$$\mu_b = 0,014 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

donc Asc = 0

$$\mu_b = 0.014 \quad \beta = 0.993 \quad A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

d-Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

$$A = A_f - N_u / \sigma_{st}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Af : armatures fictives : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ MPa}$

e) - Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,986 \times 10^2}{0,993 \times 7 \times 34,8} = 0,407 \text{ cm}^2$$

f) - Section réel des armatures :

$$A_{st} = 0,407 - \frac{4,336 \times 10}{348} = 0,282 \text{ cm}^2$$

2)- Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :

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

$$A_{st} > A_{min}$$

a) -Armature principale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 - (0,185 \times d))} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{3,212} = 0,186 \text{ m} = 18,6 \text{ cm I}$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{18,7 - (0,455 \times 7)}{18,7 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,753 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,753 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,282 \text{ cm}^2 \quad \text{la section n'est pas vérifiée.}$$

On adopte une section : $A_{st} = A_{min} = 0,753 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $A = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

b) -Armateurs de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6 $\longrightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III.1.4 Vérification à l'ELU

a) - Vérification au cisaillement :(Art5.1, 1 /BAEL91) :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

On doit avoir : $\overline{\tau_u} \leq \tau_u$

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

$$\tau_u = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,00214 \text{ KN / cm}^2$$

Et : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\tau_u = \min (2,5 \text{ MPA} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91) :

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} ; \quad \text{Avec : } \psi_s : \text{coefficient de scellement .}$$

Acier haute adhérence $\longrightarrow \psi_s = 1,5 \longrightarrow \tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA.}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,536 \text{ cm.}$$

n = nombre des barres.

V_u : Effort tranchant à l'ELU

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

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 7,536} = 0,0315 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{se} = 0,0315 \text{ MPA} \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA.}$$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)- Espacement des barres (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifié 99) :

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 15 \text{ cm} \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

d)- Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ MPA.}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$.

III.1.5 Vérification à L'ELS

Il faut vérifier les conditions suivantes :

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

✓ La contrainte dans les aciers $\overline{\sigma}_{st} < \sigma_{st}$

✓ La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$

σ_{bc} : contrainte dans le béton comprimé.

σ_{bc} : contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : contrainte dans les aciers tendus.

σ_{st} : contrainte limite dans les aciers tendus.

a) - Dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour les barres de HA (coefficient de fissuration)

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,916 \quad \longrightarrow \quad K = 44,52$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st} = 46,55 \text{ MPA} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPA.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) - Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{46,55}{44,52} = 1,09 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,09 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA.}$$

III.1.6 Vérification de l'acrotère au séisme :(Art.6.2.3 /RPA 99 V2003)

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

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad (\text{RPA99 version 2003})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

W_p : Poids de l'élément considéré.

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante


Q

$A = 0,25$ (Zone III, groupe d'usage 2)

$C_p = 0,8$ (élément console)

$W_p = 3,212$ KN/m

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3,212 = 2,56$ KN/ml.

$F_p = 2,56$ KN/ml $>$ $Q = 1$ KN/ml.  **Condition non vérifiée.**

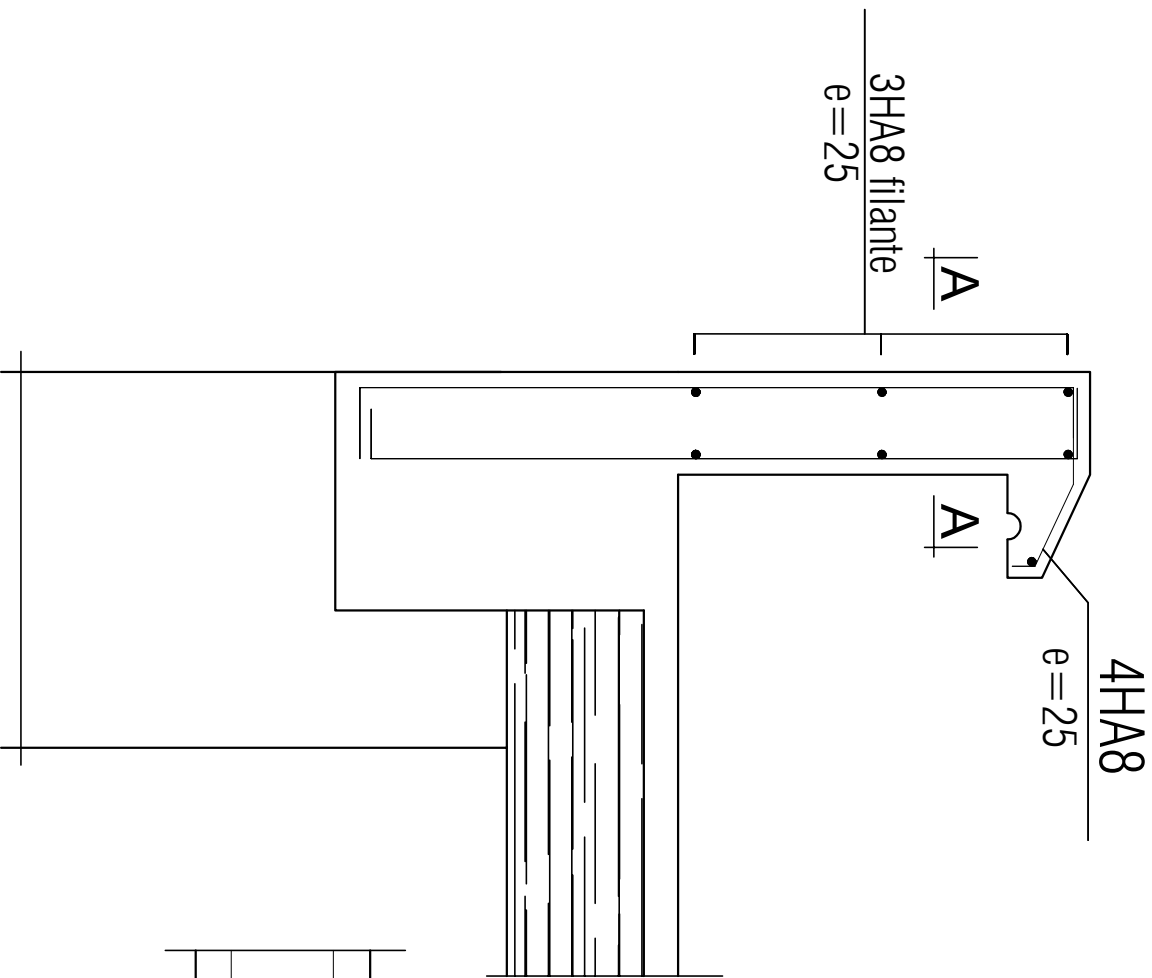
Conclusion :

Nous avons adopté le ferrailage suivant :

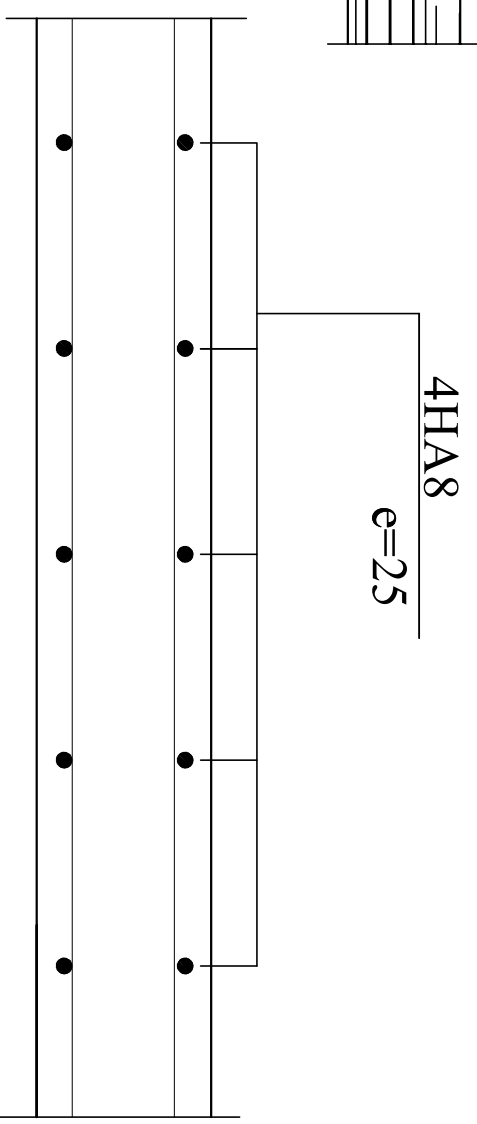
Armatures principales : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Ferrailage de l'acrotère



Coupe: A-A



III.2. Les Escaliers

III.2.1. Introduction

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre dans une construction. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place, constitués de paliers, paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre ouvrage est composé d'un escalier à (02) volées

III.2.2. Nomenclature

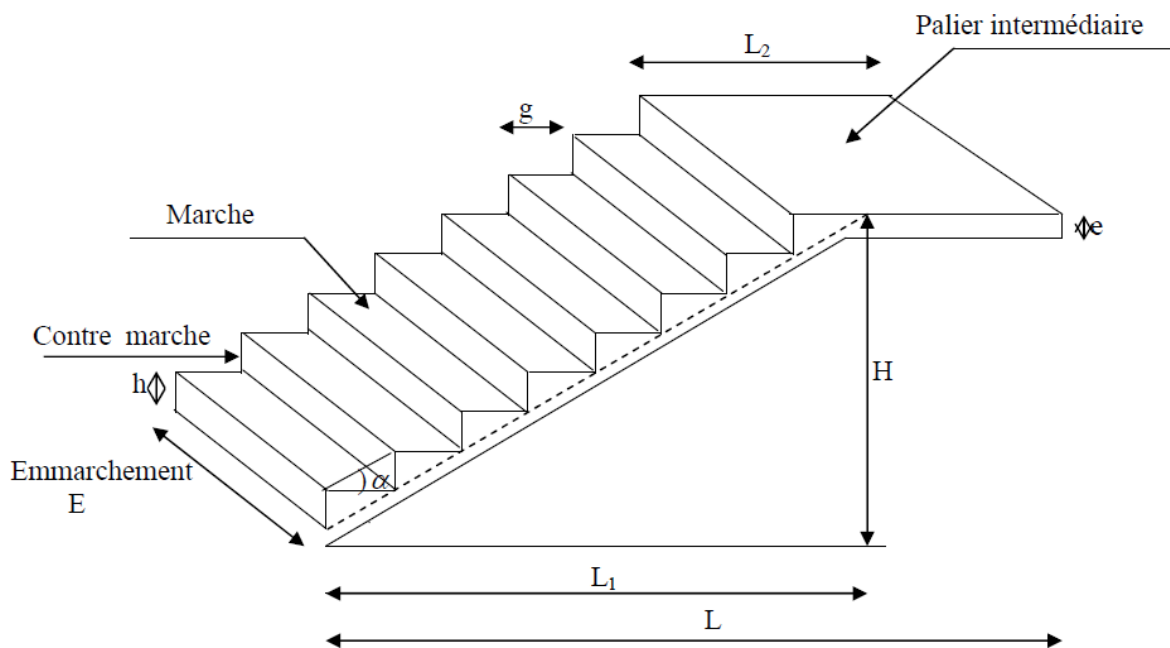


Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'escalier

Avec :

- La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc...
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Nez de marche : est l'intersection de la marche et la contre marche, il est parfois sailli sur la contre marche.
- La hauteur de la marche « h » : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.

Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :

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

- Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- L'embranchement : est la largeur de la marche.

III.2.3. Calcul de l'escalier

Notre escalier est constitué de deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de BLONDEL.

Notre bâtiment est constitué :

- ✓ (2) volées et (1) palier

Dans ce cas le calcul se fera pour la volée la plus défavorable.

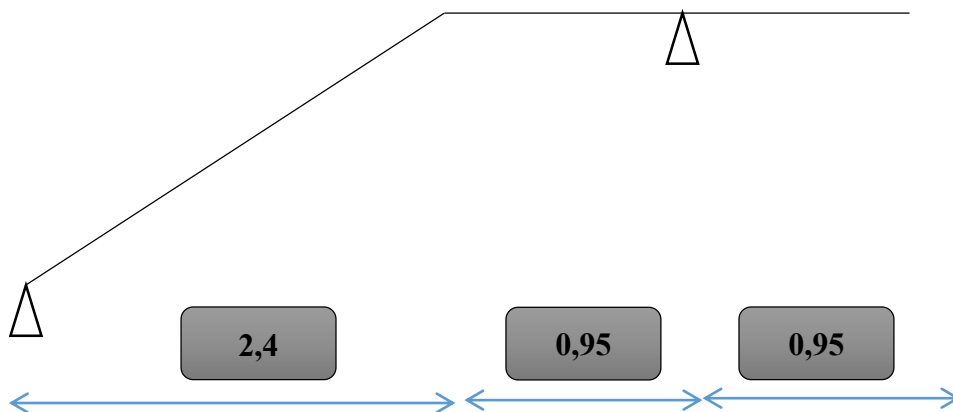


Figure III-2-2 : schéma statique d'escalier.

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

Avec : h : hauteur d la contre marche

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm.}$$

g : largeur de la marche (giron)

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

➤ **Pour entre sol :**

$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$ contre marches. Donc le nombre de marches est : $M = n - 1 = 19$ marches

▪ **Hauteur des contre marches :**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{ Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

▪ **Nombre de marches pour étage courant :**

$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches. Donc le nombre de marches est : $M = n - 1 = 17$ marches.

Les marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 : (Pour entre sol) :**

$$N_1 = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marches soit } 9 \text{ marches.}$$

- **Volée 2 :**

$$N_2 = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marches soit } 9 \text{ marches.}$$

- **Volée 1 : (Pour étage courant) :**

$$N_1 = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches soit } 8 \text{ marches.}$$

- **Volée 2 :**

$$N_2 = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches soit } 8 \text{ marches.}$$

➤ **Le giron**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq g + 34 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{soit : } 24 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prendra : $g = 30 \text{ cm}$

b) Pentes de l'escalier :

- **Volée 1 et 2 :**

La hauteur de la volée est de $17 \times 9 = 153 \text{ cm}$.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha_2 = 32.51^\circ$$

C) Epaisseur de la paillasse :

- **Volée 1 et 2 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée

$$L_{rv} = \frac{2.40}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos 32.51} \Rightarrow L = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = L_{rv} + L_p = 2.84 + 1.90 = 4.74 \text{ m}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow \frac{474}{30} \leq e_p \leq \frac{474}{20} \Rightarrow 15,80 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,70 \text{ cm}$$

$$e_p = 17 \text{ cm.}$$

On choisira une épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$

III.2.3.2 Détermination des charges :

a. Charges permanentes :

a.1. Le palier :

Tableau III-2-1 : Charge permanente du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids du palier	0,17	25	4,25
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G_{palier}			5,81

a.2. Les volets

Tableau III-2-2 : Charge permanente de la volée.

Surcharges d'exploitations :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,17/2	25	2,125
Poids de la paillasse	$\frac{0,17}{\cos 32,51}$	25	5,03
Enduit en ciment	0,02	18	0,44
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée $G_{\text{volée}}$			8,99

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

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

III.2.3.3. Calcul à l'ELU :

➤ La volée 1 et 2 :

a. Combinaisons de charges

$$\text{Volée : } Q_{U1} = 1,35(8,99) + 1,5(2,5) = 15,88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } Q_{U2} = 1,35(5,81) + 1,5(2,5) = 11,59 \text{ KN/ml.}$$

❖ Efforts internes :

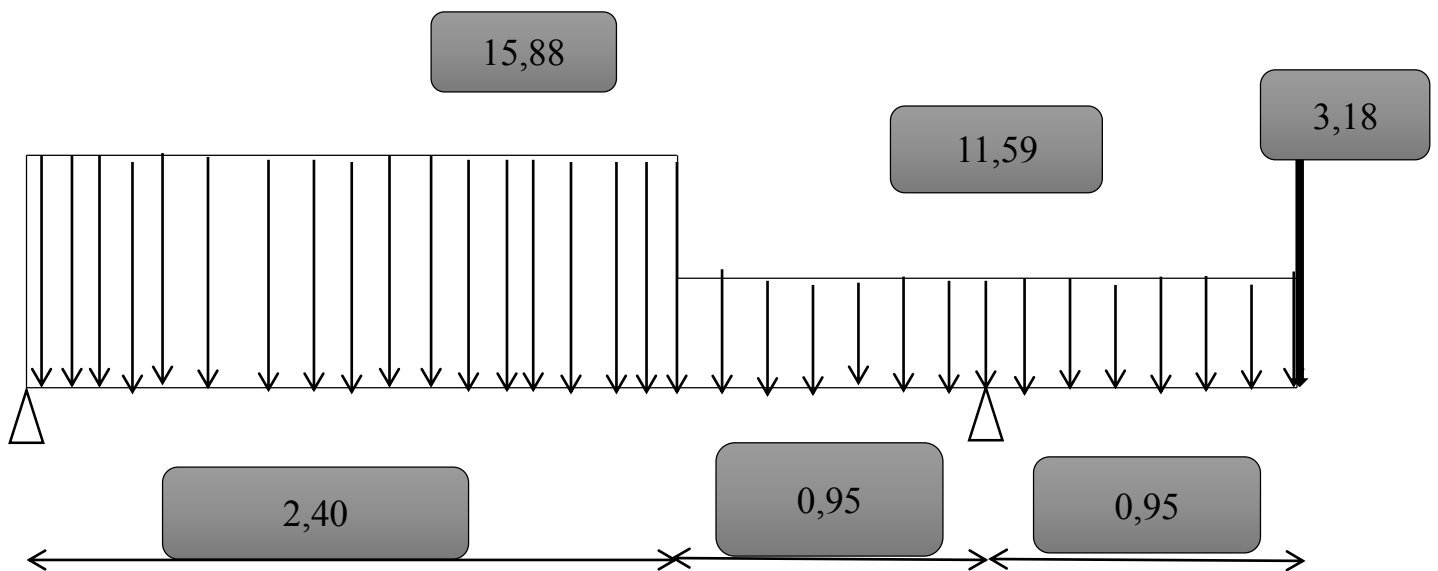


Figure III-2-3 : Schéma statique des escaliers à l'ELU

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \longrightarrow R_a + R_b - (15.88 \times 2.40) - (11.59 \times 1.90) - 3.18 = 0$$

$$R_a + R_b = 63.313 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$-3.18 \times 4.30 - 22.021 \times 3.35 + R_B \times 3.35 - 38.112 \times 1.20 = 0$$

$$R_B \times 3.35 = 3.18 \times 4.30 + 22.021 \times 3.35 + 38.112 \times 1.2$$

$$R_B \times 3.35 = 133.178$$

$$R_B = \begin{cases} 39,75 \text{ KN.} \\ R_A = 63.313 - 39.75 = 23,55 \text{ KN.} \end{cases}$$

b. Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

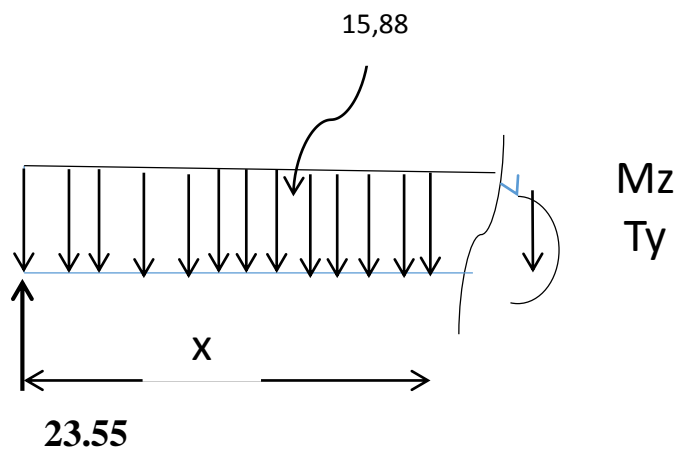
$$T(x) = R_a - 15.88x$$

$$T(x) = 23,55 - 15.88x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 23,55 \text{ KN} \\ x = 2.40 & T(2.40) = -14.562 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 23,55x - 15,88 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.40 & M(2.40) = 10.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$



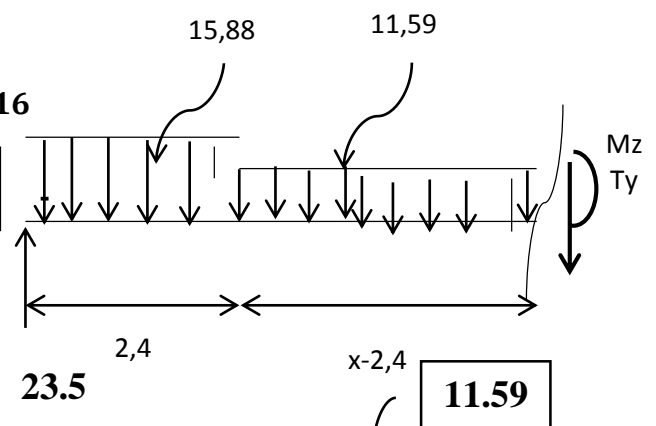
Tronçon 2 : $2.40 \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

$$T(x) = 23.55 - 38.112 - 11.59x + 27.816$$

$$\begin{cases} x = 2.40 & T(2.40) = -14.562 \text{ KN} \\ x = 3.35 & T(3.35) = -25.572 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.795x^2 + 13.254x + 12.36$$

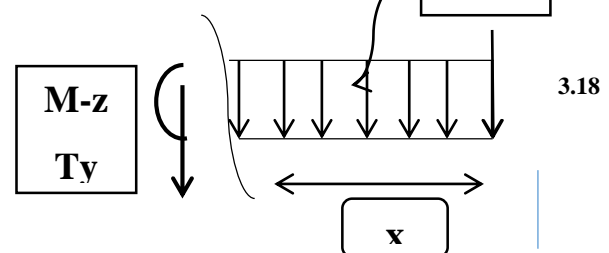
$$\begin{cases} x = 2.40 & M(2.40) = 10.78 \text{ KN.m} \\ x = 3.35 & M(3.35) = -8.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,95 \text{ m}$

$$T(x) = 11,59x + 3.18$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 3.18 \text{ KN} \\ x = 0,95 & T(0,95) = 14.19 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = -3.18x - 11.59 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0.95 & M(0.95) = -8.27 \text{ N.m} \end{cases}$$

Tableau III--3 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	00	23.55	00
	2.40	-14.562	10.78
$2.40 \leq x \leq 3.35$	2.40	-14.562	10.78
	3.35	-25.572	-8.27
$0 \leq x \leq 0.95$	00	3.18	00
	0,95	14.19	-8.27

❖ Calcul du moment maximal $M_{z\max}$

$$T(y) = 0 \longrightarrow M = \max \longrightarrow T(x) = 23.55 - 15.88x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{23.55}{15.88} = 1.48 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = 23.55 \times 1.48 - 15.88 \frac{1.48^2}{2} = 17.46 \text{ kn.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 17.46 = -5.238 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_{\max}^t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 17.46 = 14.841 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

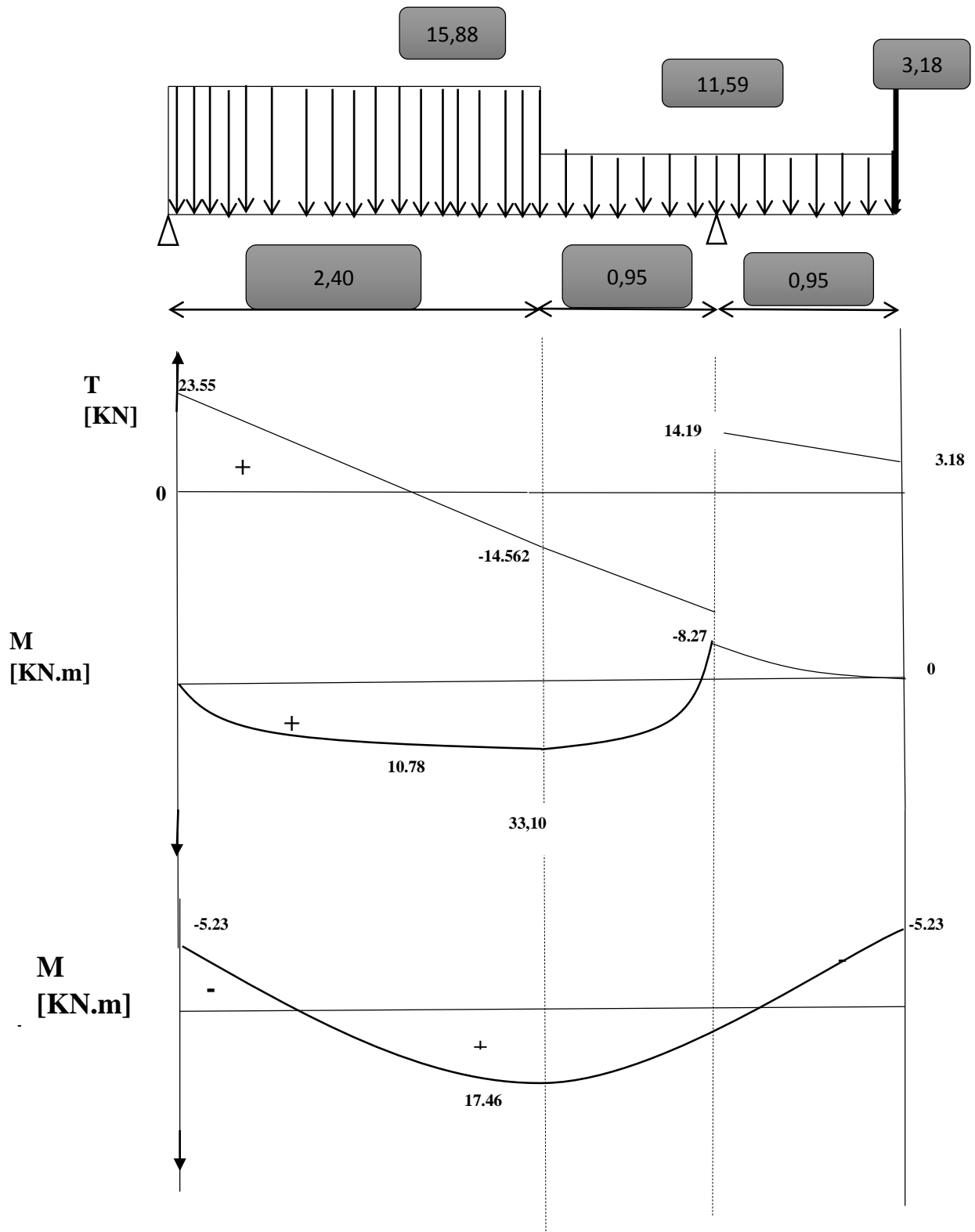


Figure III-2-4 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

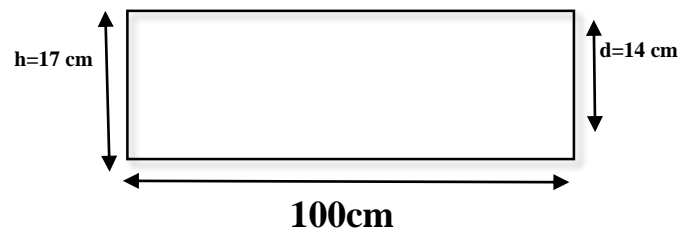
❖ Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 mètre de largeur de la section soumise à la flexion simple

Avec :

$$d = 14 \text{ cm} ; H = 17 \text{ cm}$$

$$C = C' = 3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$



Aux appuis : $M_{\max}^A = 5,238 \text{ KN.m}$

• Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.238 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0,018 < \mu_{id} = 0,392$$

—————→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.238 \times 10^3}{0,991 \times 14 \times 348} = 1,084 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 = 5.56 cm² avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

En travée : 14.841 KN.m

• Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{14.841 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0,052 < \mu_{id} = 0,392$$

—————→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.841 \times 10^3}{0,938 \times 14 \times 348} = 3,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA8 = 2.01cm² avec un espacement de S_t = 20 cm.

III.2.3.4. Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : A_{st} ≥ A_{st}^{min}.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 14 \times 2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopté} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopté} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,69 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Espacement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91/ 99) :

➤ Armatures principale : S_t ≤ min (3h ; 33 cm)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition : S_t ≤ min (4h ; 45 cm) = 45 cm.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées : } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Pout une fissuration peu préjudiciable.}$$

Avec : T_{max} = 25.572KN

La contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{25.572 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,182 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée. Il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec : } \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

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

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

$$\tau_{se} = \frac{25.572 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 188,4} = 1,07 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :**

$$A_{s \min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \left(\frac{1,15 \times 25.572 \times 10^1}{400} \right) = 0,740 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,740 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :**

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 140}{1,5} = 8,4 \times 10^5 \text{ N} = 840 \text{ KN}$$

$T_{max} = 25.572 \text{ KN} < 840 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :**

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

Avec :

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

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm. (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

III.2.3.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Le palier : $q_{sp} = (5,81 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 8,31 \text{ KN/ml}$.

La volée : $q_{sv} = (8,99 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,49 \text{ KN/ml}$.

a) Effort interne :

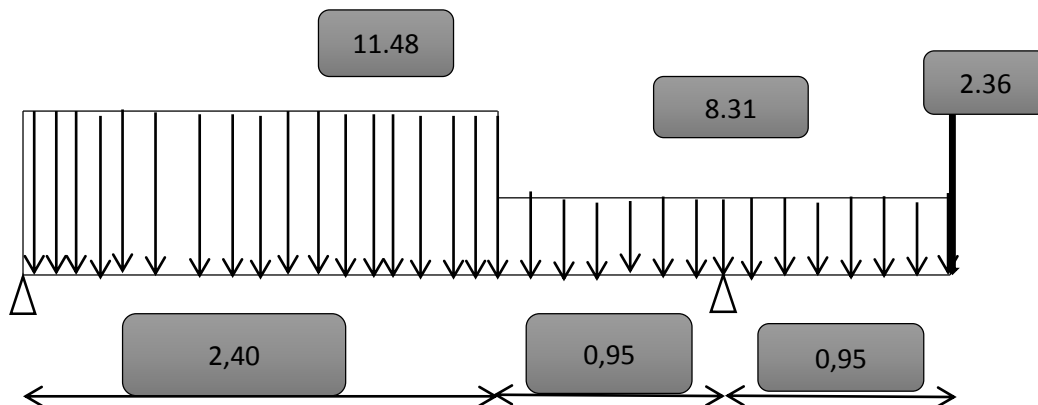


Figure III.2.5 : schéma statique des escaliers à l'ELS.

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (11,48 \times 2,40) + (8,31 \times 1,90) - 2,36$$

$$R_A + R_B = 45,701 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$2.36 \times 4.3 - R_B \times 3.35 + 15.789 \times 3.35 + 27.552 \times 1.2 = 0$$

$$R_B \times 3.35 = 96.10$$

$$R_B = 28,68 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.701 - 28.68 = 17.01 \text{ KN}$$

❖ Calcul des efforts internes :

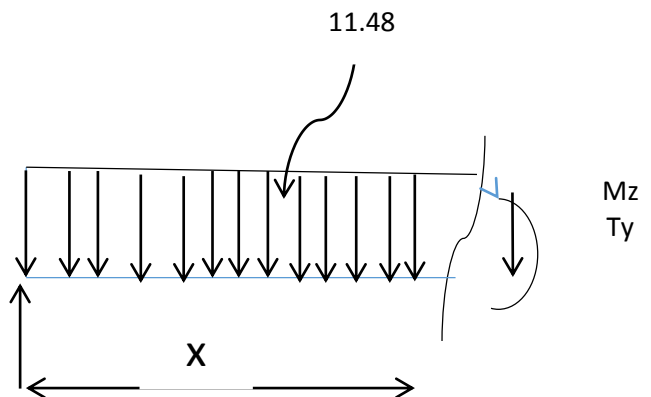
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$T(x) = 17.01 - 11.48x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 17.01 \text{ KN} \\ x = 2.40 & T(2.40) = -10.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 17,01x - 11,48 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,40 & M(2.40) = 7.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon 2 : $2.40 \leq x \leq 3,35 \text{ m}$

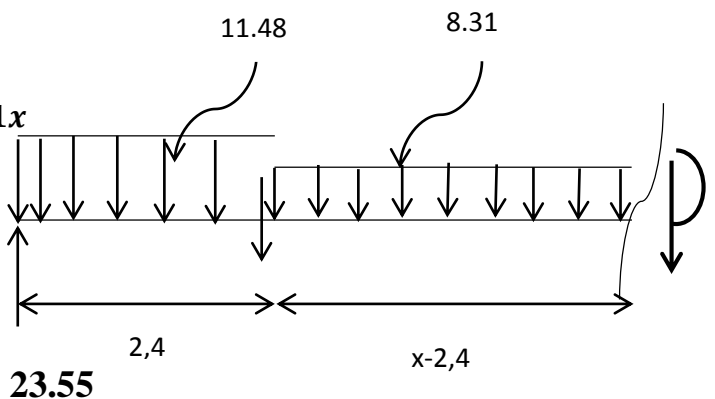
$$T(x) = 17,01 - 27,552 + 19,94 - 8,31x$$

$$T(x) = -8,31x + 9,402$$

$$\begin{cases} x = 2,40 & T(2,40) = -10,54 \text{ KN} \\ x = 3,35 & T(3,35) = -18,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -4,115x^2 + 9,402x + 9,1296$$

$$\begin{cases} x = 2,40 & M(2,40) = 7,76 \text{ KN.m} \\ x = 3,35 & M(3,35) = -5,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,95 \text{ m}$

$$T(x) = 8.31x + 2.36$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 2.36 \text{ KN} \\ x = 0,95 & T(0,95) = 10.25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -2.36x - 8.31 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0,95 & M(0,95) = -5,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

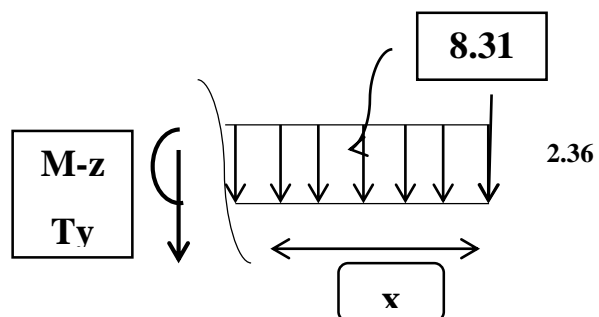


Tableau III-2-4 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

Tronçons (m)	x (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.40$	00	17.01	00
	2.40	-10.54	7.76
$2.40x \leq 3.35$	2.40	-10.54	7.76
	3,35	-18.43	-5.56
$0 \leq x \leq 0,95$	00	2.36	00
	0,95	10.25	-5.56

❖ Calculs des moment max:

$$T(x) = 17.01 - 11,48x$$

La distance correspondante au moment max est : $x = \frac{17,01}{11,48} = 1,48 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{max} = 17.01 (1,48) - 11,48 \frac{(1,48)^2}{2} = 12.60 \text{ KN.}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments maximums aux appuis et en travée :

Aux appuis :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 12.60 = -3.78 \text{ KN. m}$$

En travées :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 12.60 = 10.71 \text{ KN. m}$$

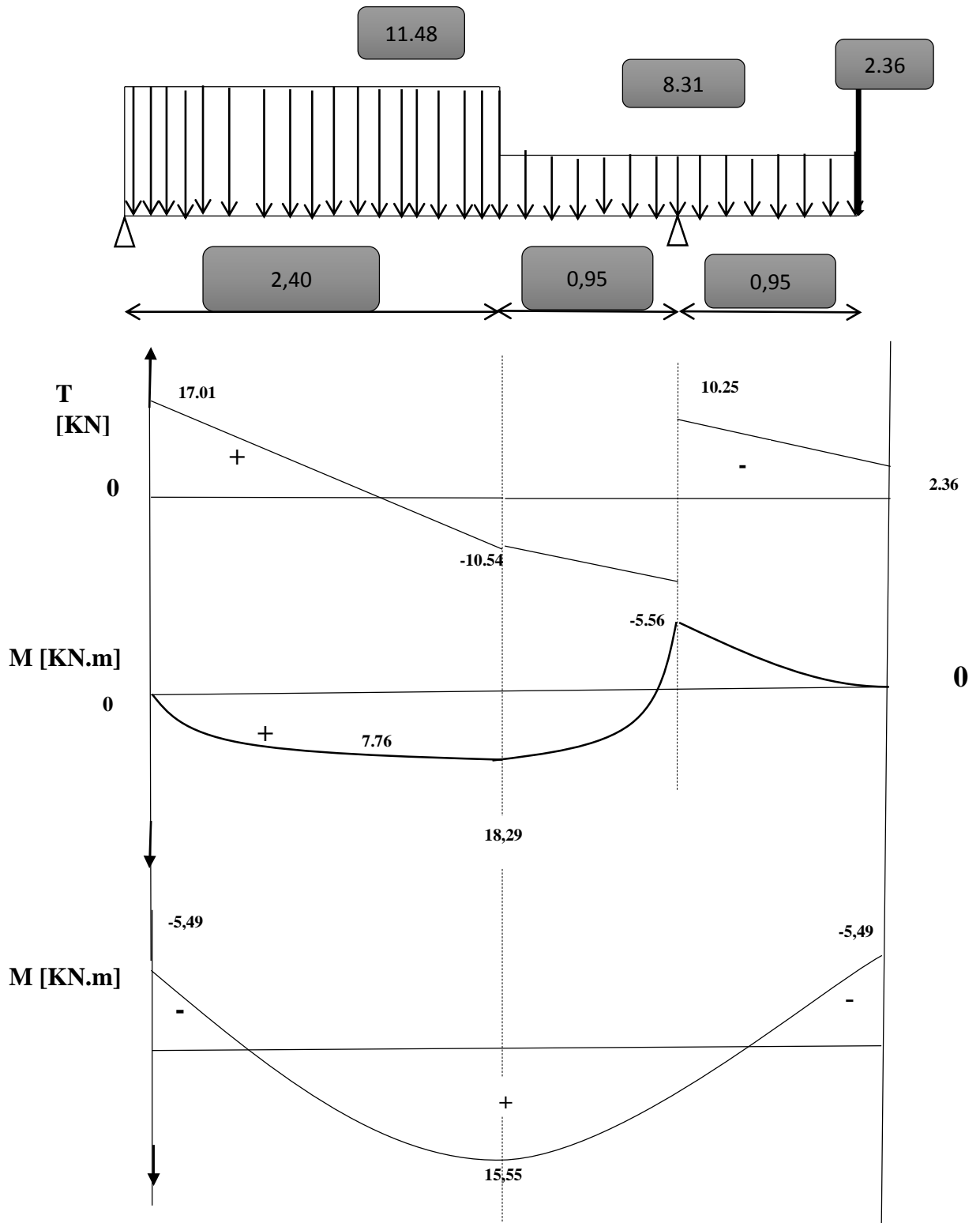


Figure III-2-6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

b) Vérification à l'ELS :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

❖ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14} = 0,322 \quad \text{Par interpolation} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 40,78 \\ \beta_1 = 0,9104 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir}$$

des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.78 \times 10^6}{452 \times 0,9104 \times 140} = 65,61 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{40,78} = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 65,61 = 1,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0,403 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 36,51 \\ \beta_1 = 0,9029 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à}$$

l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{10.71 \times 10^6}{565 \times 0,9029 \times 140} = 149,95 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36,51} = 0,027$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 149,95 = 4,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :

On peut se dispenser de vérifier l'état limite de déformation (la flèche) si les 3 conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0,17}{4,3} = 0,0395 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_s l^2}{4E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max\{7,85 \text{ KN/ml} ; 10,71 \text{ KN/ml}\} = 10,71 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 14 = 15636,5 \text{ cm}^3$$

B₀ : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5,65 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15636,5}{1784,75} = 8,76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,76 = 8,23 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (8,76^3 + 8,23^3) + 17 \times 5,65 \times (8,23 - 3)^2 = 43616,017 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{3,78 \times 10^5 \times 4,3^2}{4 \times 10818,86 \times 10^6 \times 43616,017 \times 10^2} = 0,00037 \text{ m} = 0,037 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm.}$$

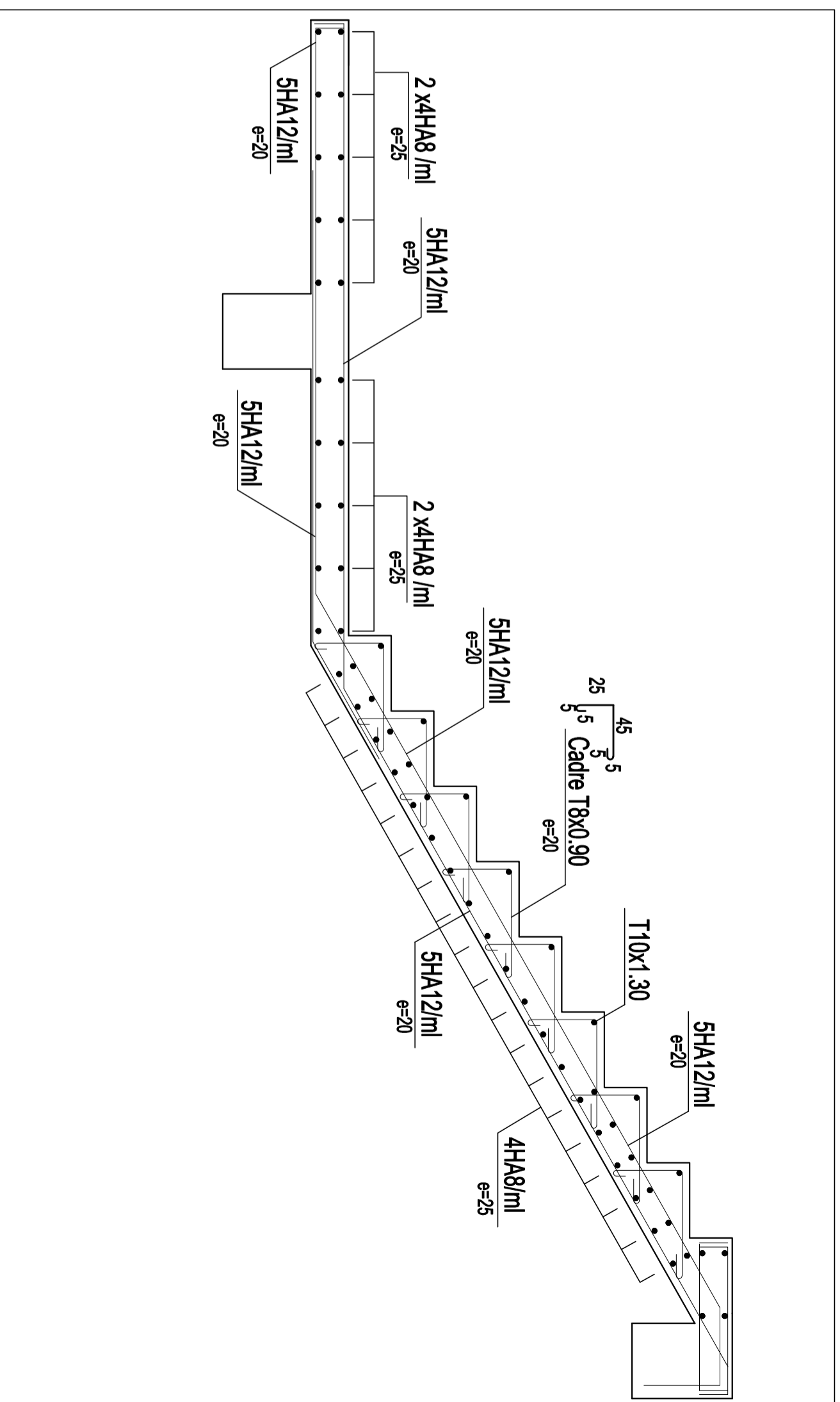
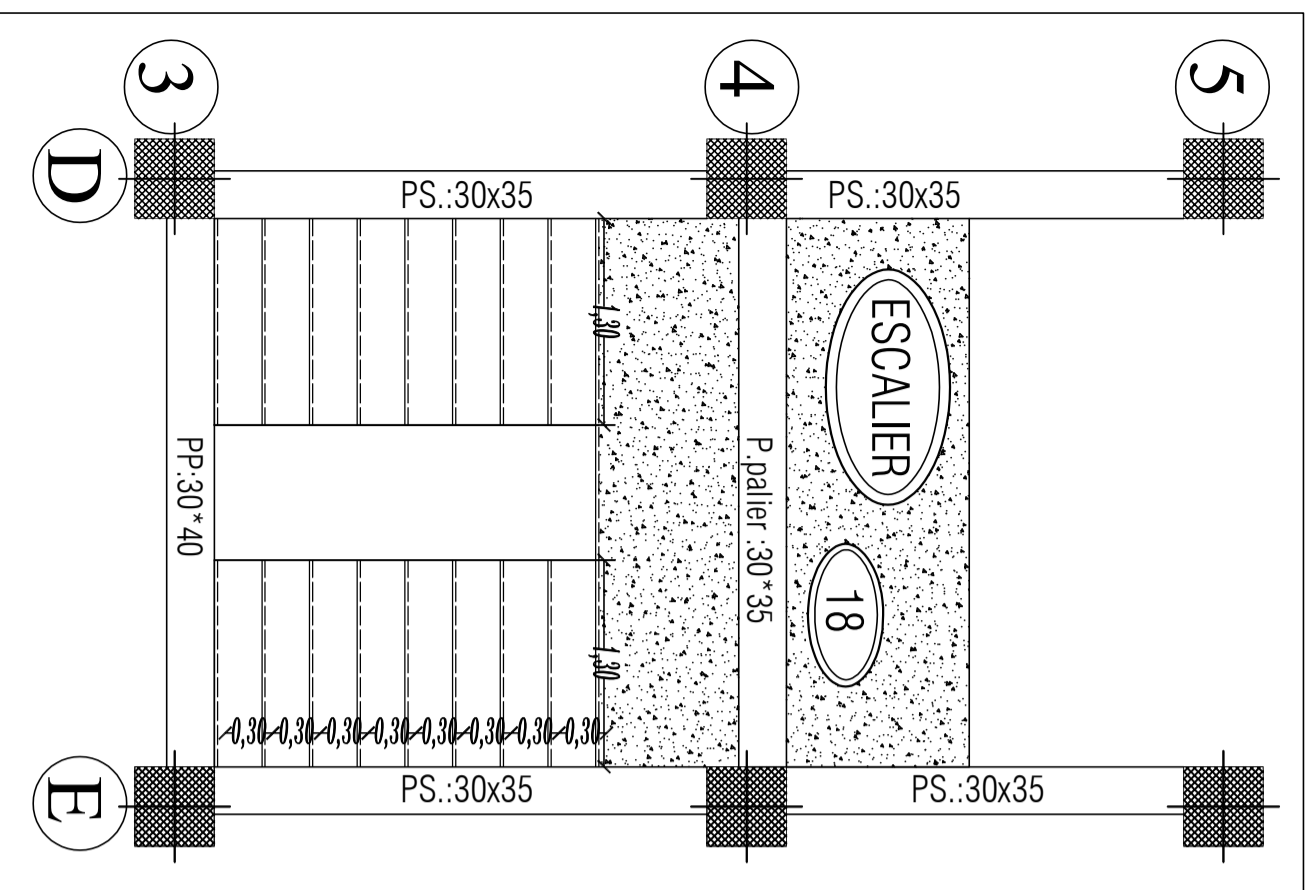
$$f = 0,037 \text{ cm} < \bar{f} = 0,86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

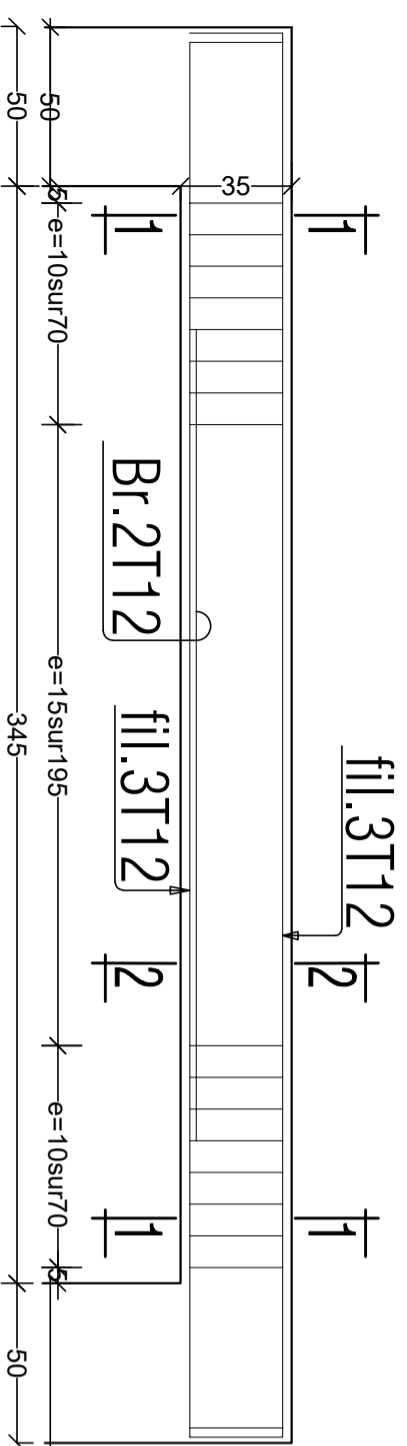
Notre ferrailage des escaliers sera :

- **Aux appuis :**
 - ❖ *Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm*
 - ❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*
- **En travée :**
 - ❖ *Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm*
 - ❖ *Armatures de répartition : 4HA8 espacement = 25 cm*

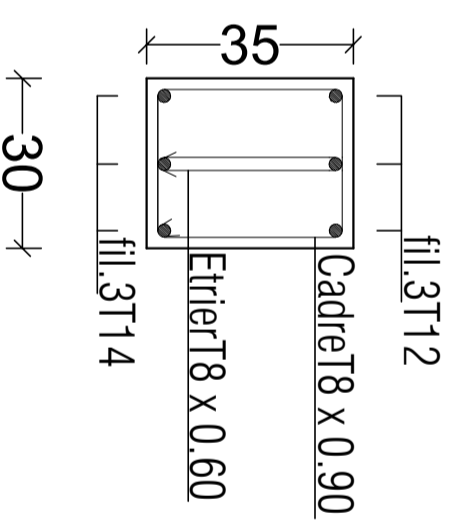
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS



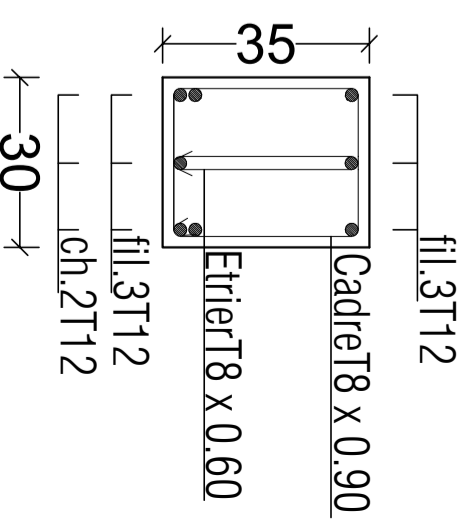
Ferrailage de la poutre palier



COUPE 1-1



COUPE 2-2



III.3. Calcul des planchers :

III.3.1 Introduction

Les planchers de (16+4) sont constitués :

- Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche espacée de 65 cm .
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm elle est ferrillée d'un quadrillage d'armature constitué d'une nappe treillis soudés (TE520) dont les dimensions de maille ne doivent pas dépasser d'après (BAEL / ART : B.6.8.423) :

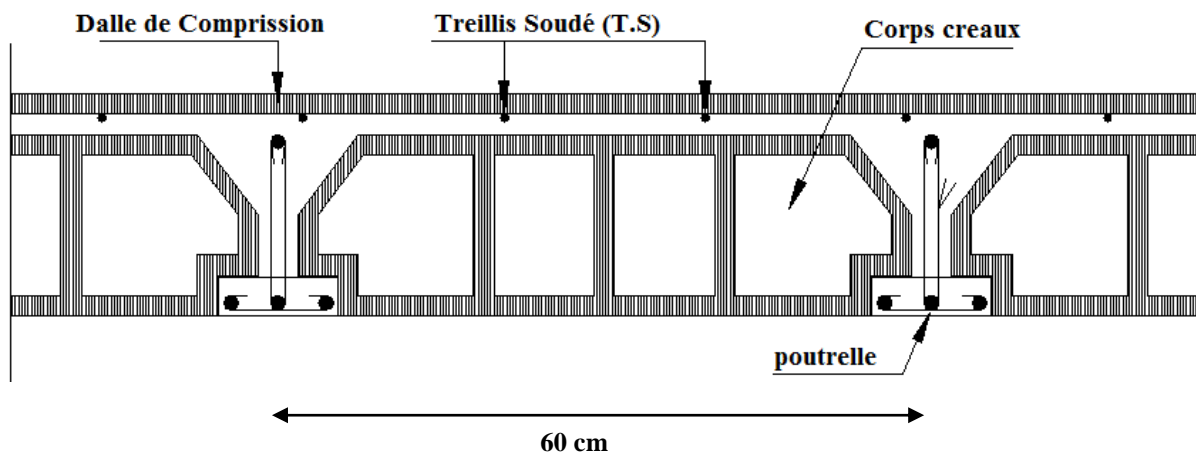


Figure III.3.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III.3.2 Etude de la Dalle de compression

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL 520 ; $\phi \leq 6\text{ mm}$**) avec : $f_e = 520\text{ MPa}$ et une épaisseur courante de 4 cm environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

- ❖ 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

III.3.3 Calcul des Armatures

1. Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

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

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

2. pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

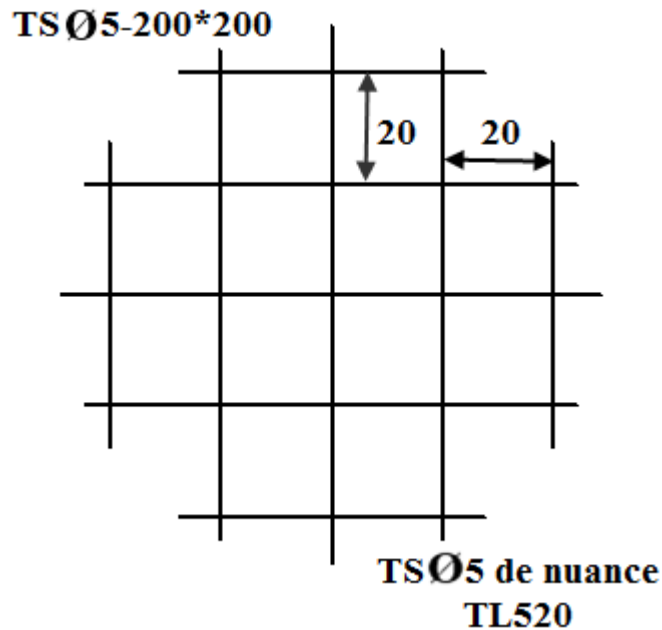


Figure.III.3.2 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.3.4 Etude de la poutrelle

III.3.4.1 Dimensionnement de la poutrelle.

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

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

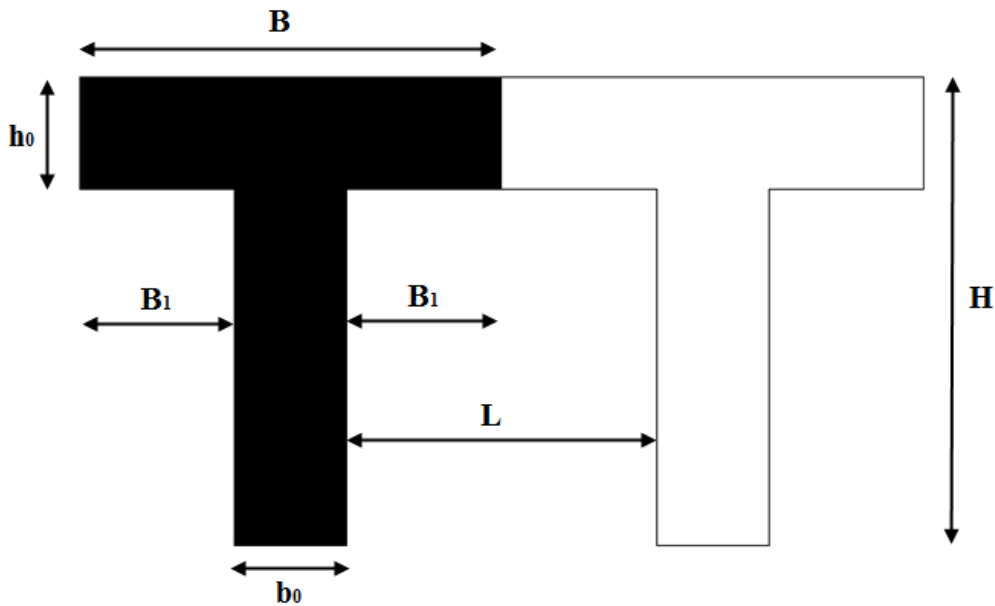


Figure III.3.3 : Coupe vertical d’une poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 3.60\text{m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{360}{2} = 120 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

III.3.4.2 Calcul de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de 1m et sur deux étapes :

1^{er} Etape : avant le coulage

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

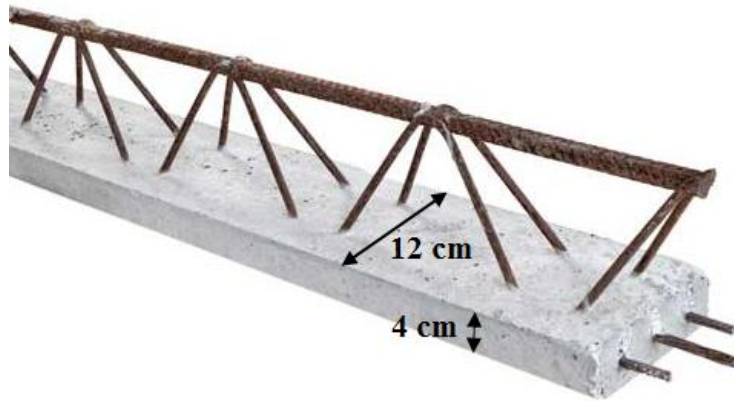


Figure III-3.4 : une poutrelle.

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

1. Combinaison des charges :

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

2. Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)

Le calcul se fera en flexion simple :

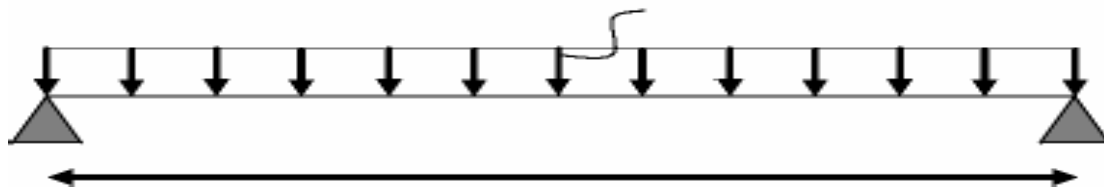


Figure III.3-5 : Schéma statique de la poutrelle.

- ✓ Calcul de moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,6^2}{8} = 4,05 \text{ KN m.}$
- ✓ Calcul effort tranchant : $T = q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3,6}{2} = 4,5 \text{ KN m.}$
- ✓ Calcul des Armatures : $\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 1,5 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{4.5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 6,60 > \mu_{id} = 0,0392 \dots\dots \text{Section doublement armée.}$$

Comme la hauteur (4cm) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

2^{eme} Etape : Après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

Calcul des chargements

1. Poids propre du plancher étage courant : $G = G_p \times b = 5.48 \times 0.65 = 3.562 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge d'exploitation étage courant } Q = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

2. Poids propre de plancher terrasse : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.7895 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge d'exploitation plancher terrasse : } Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

3. Terrasse :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3,7895) + 1,5 (0,65) = 6,09 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 3,7895 + 0,65 = 4,4395 \text{ KN/ml.}$$

4. Etage courant :

$$\text{ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3,562) + 1.5 (1.62) = 7.2387.$$

$$\text{ELS : } Q_s = G + Q = 3,562 + 1.62 = 5.182.$$

III.3.4.3 Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de la RDM (trois moments).

a) Méthode forfaitaire :

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 9/modifié 991.Art B.6.2, 210)

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.

La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ML m^2 . $Q = 1.5 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$.

$$2 \times G = 2 \times 3.562 = 7.124 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \leq \max \{7.124 ; 5\} = 7.384 \text{ KN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes
- dans les différentes travées \rightarrow La condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{2,60}{3,55} = 0,73 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,55}{3,60} = 0,98 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,60}{3} = 1,20 > 1,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Principe de la méthode :

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

Exposé de la méthode :

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

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

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 :

- $M_t \geq \frac{-M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.30\alpha)M_0)$
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive

Remarque : Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à

- $0,6 M_0$ pour une poutre à 02 travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de 02 travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de 03 travées.

Application de la méthode forfaitaire :

A ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.2387 \text{ KN/ml}$

A ELS : $q_s = G + Q = 5.182 \text{ KN/ml}$

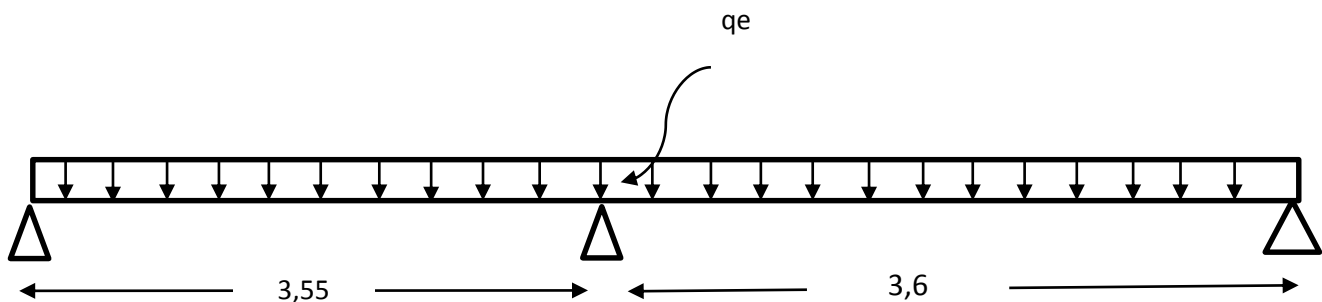
$$\alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{1.62}{3.7895+1.62} = 0.3$$

$$1+0.3\alpha = 1.6$$

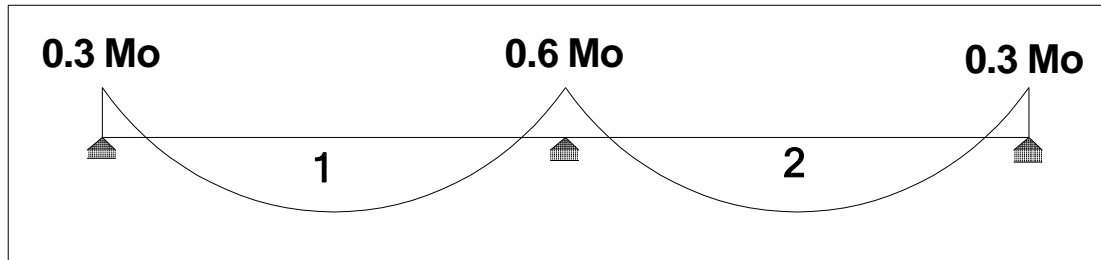
$$\frac{1 + 0.30 \times 0.3}{2} M_0 = 0.545 M_0$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \times 0.3}{2} M_0 = 0.645 M_0$$

1^{er} cas : on a une poutre repose sur (3) appuis :



On aura le diagramme de moment suivant :



Calcul Diagramme d'une poutre continue

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 7.2387 \frac{3.55^2}{8} = 11.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 7.2387 \frac{3.60^2}{8} = 11.72 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment sur appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 11.40 = 3.42 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 M_{02} = 0.6 \times 11.72 = 7.032 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 11.72 = 3.516 \text{ KN.m}$$

Calcul les moments en travées :

Travée (1-2) :

$$M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{3.42 + 7.032}{2} + 1.6 \times 11.40 = 13.014 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 11.40 = 7.353 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{1-2} = 13.014 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :

$$M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{7.032 + 3.516}{2} + 1.6 \times 11.72 = 13.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 11.72 = 7.5594 \text{ KN.m}$$

Soit $M_{2-3} = 13.478 \text{ KN.m}$

Les diagrammes des moments :

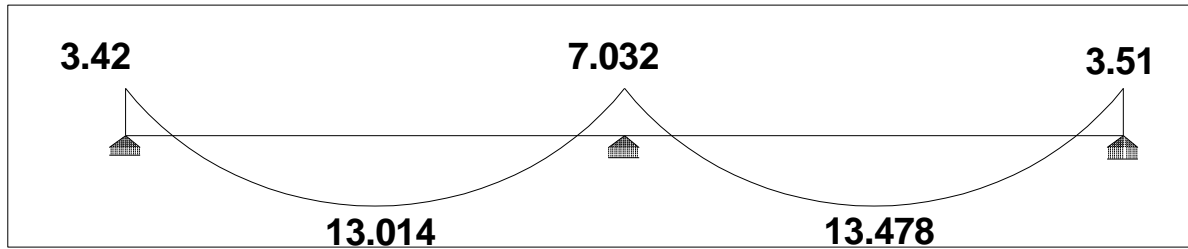


Diagramme des moments

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travée (1-2) :

$$T_{(1)} = \frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{7.2387 \times 3.55}{2} + \frac{(-7.032) - (-3.42)}{3.55} = 11.83 \text{ KN}$$

$$T_{(2)} = -\frac{qu \times L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{7.2387 \times 3.55}{2} + \frac{(-7.032) - (-3.42)}{3.55} = -13.86 \text{ KN}$$

Travée (2-3) :

$$T_{(2)} = \frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = \frac{7.2387 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.42) - (-7.032)}{3.60} = 14.03 \text{ KN}$$

$$T_{(3)} = -\frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = -\frac{7.2387 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.42) - (-7.032)}{3.60} = -12.02 \text{ KN}$$

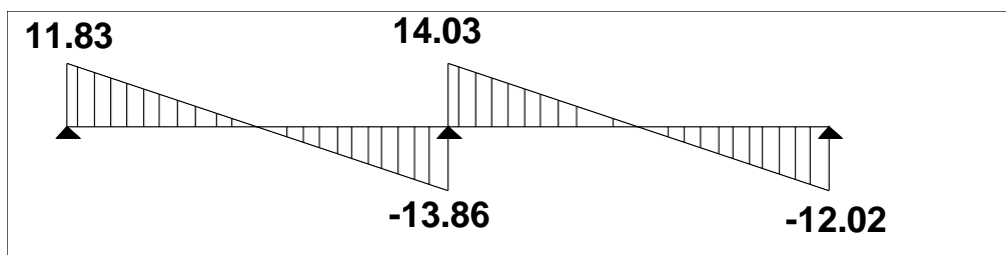
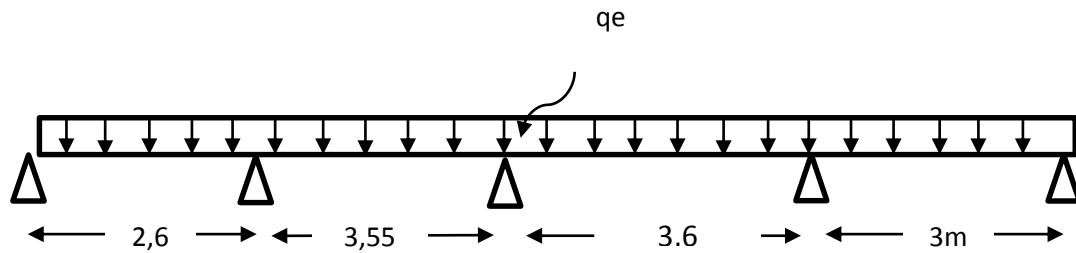
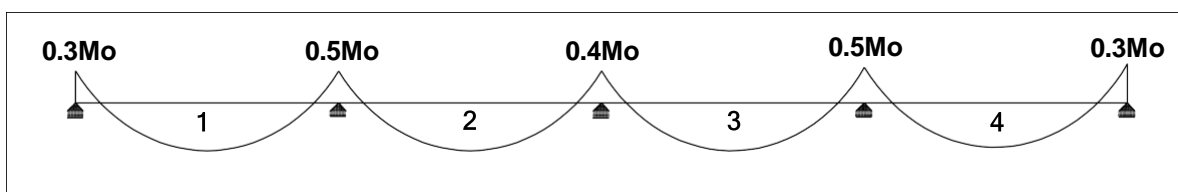


Diagramme des efforts tranchant a ELU

2^{ème} cas : On a une poutre sur Cinque (05) appuis



On aura le diagramme des moments suivant :



$$M_{01} = \frac{qu l^2}{8} = 7.2387 \frac{2.6^2}{8} = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qu l^2}{8} = 7.2387 \frac{3.55^2}{8} = 11.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu l^2}{8} = 7.2387 \frac{3.6^2}{8} = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{qu l^2}{8} = 7.2387 \frac{3^2}{8} = 8.14 \text{ KN.m}$$

Calcul des moment sur les appuis

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 6.11 = 1.833 \text{ KN.m}$$

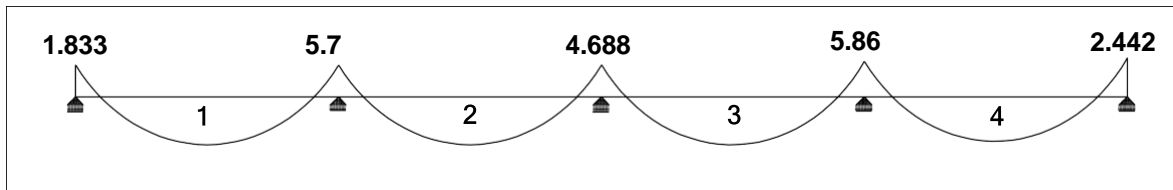
$$M_2 = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 11.40 = 5.7 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 11.72 = 4.688 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 M_{03} = 0.5 \times 11.72 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 8.14 = 2.442 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :



Travée (1-2) :

$$M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{1.833 + 5.7}{2} + 1.6 \times 6.11 = 6.0095 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 6.11 = 3.940 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 6.0095 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :

$$M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{5.7 + 4.688}{2} + 1.6 \times 11.40 = 13.046 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.545 \times 11.40 = 6.213 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 13.046 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :

$$M_t \geq -\frac{M_3 + M_4}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{4.688 + 5.86}{2} + 1.6 \times 11.72 = 13.465 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.545 \times 11.72 = 6.3874 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 13.465 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) :

$$M_t \geq -\frac{M_4 + M_5}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{5.86 + 2.442}{2} + 1.6 \times 8.14 = 8.873 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 8.14 = 5.2503 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 8.873 \text{ KN.m}$

Diagramme des moment :

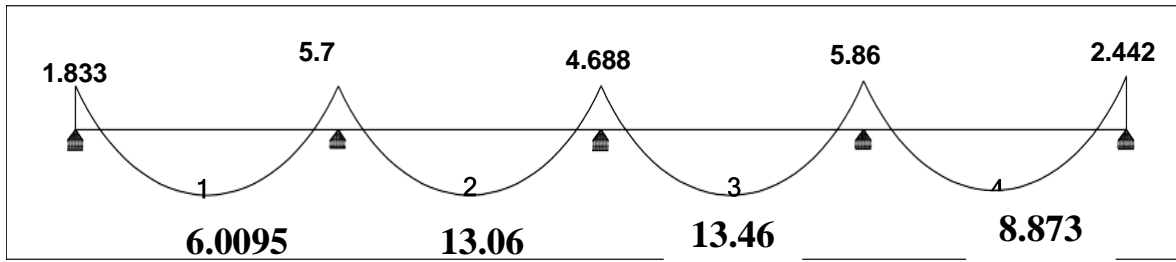


Diagramme des moments fléchissant

Effort tranchant :

Travée 1-2 :

$$T_{(1)} = \frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = \frac{7.2387 \times 2.6}{2} + \frac{(-1.833) - (-5.7)}{2.6} = 10.90 \text{KN}$$

$$T_{(2)} = -\frac{qu \times L_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}} = \frac{7.2387 \times 2.6}{2} + \frac{(-1.833) - (-5.7)}{2.6} = -7.92 \text{KN}$$

Travée 2-3 :

$$T_{(2)} = \frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = \frac{7.2387 \times 3.55}{2} + \frac{(-5.7) - (-4.688)}{3.55} = 12.56 \text{KN}$$

$$T_{(3)} = -\frac{qu \times L_{2-3}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}} = -\frac{7.2387 \times 3.55}{2} + \frac{(-5.7) - (-4.688)}{3.55} = -13.13 \text{KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_{(3)} = \frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = \frac{7.2387 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.688) - (-5.86)}{3.60} = 13.35 \text{KN}$$

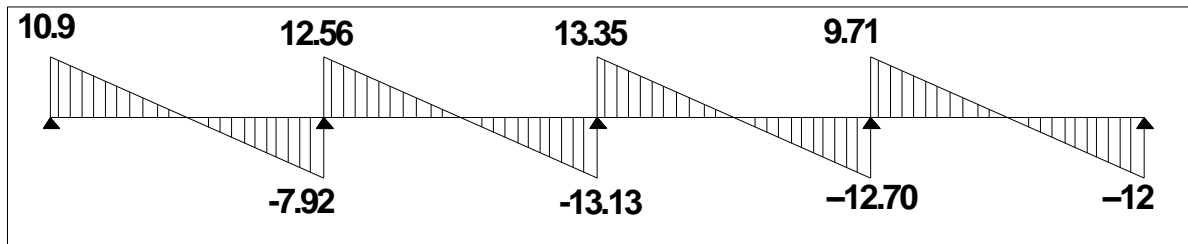
$$T_{(4)} = -\frac{qu \times L_{3-4}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}} = -\frac{7.2387 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.688) - (-5.86)}{3.60} = -12.70 \text{KN}$$

Travée 4-5 :

$$T_{(4)} = \frac{qu \times L_{4-5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}} = \frac{7.2387 \times 3.00}{2} + \frac{(-5.86) - (-2.442)}{3.00} = 9.71 \text{KN}$$

$$T_{(5)} = -\frac{qu \times L_{4-5}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}} = -\frac{7.2387 \times 3.00}{2} + \frac{(-5.86) - (-2.442)}{3.00} = -12 \text{KN}$$

Diagramme des efforts tranchant :



Diagrammes des efforts tranchants

III.3.5 : Calculs des armatures

A)- Armatures longitudinales :

$$M_0 = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14.20 \text{ MPA}$$

En travée :

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.72}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3} = 0.039$$

$$\mu_b = 0.039 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.039, \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.72 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 1.90 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : 3HA10 = 2.35 Cm²

Aux appuis :

Le béton de la table de compression est entièrement tendu, nous avons à considérer une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.86}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3} = 0.106$$

$$\mu_b = 0.106 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.106, \beta = 0.944$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.86 \times 10^3}{0.944 \times 18 \times 348} = 0.99 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : **2HA10 = 1.57 Cm²**

B)- Armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_t^{max} ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} = 0.57 ; 1 ; \frac{12}{10} = 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm. } 2\text{HA8} = 1\text{Cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

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

On adopte à un étrier de $\phi_t = 8 \text{ mm et d'espacement de } S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « As ».

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

- ✓ En travée : $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
- ✓ Aux appuis : $A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec : } V_{u\max} = 13,35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,35 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,61 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \text{ (BAEL91. Art. A.5.2.1.211)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \blackrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de l'adhérence de la barre (BAEL91/Art.6.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Ψ_s = coefficient de scellement avec : $\Psi_s = 1,5$ (acier haute adhérence)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0,9d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

▪ En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi \longrightarrow \sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,35 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

▪ Aux appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi \longrightarrow \sum u_i = 2 \times 3,14 \times 1 = 6,28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,35 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,31 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres (BAEL.91/ART6.1 ,221) :

Longueur de scellement (L_s) droit est donner par : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} \longrightarrow 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 (art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne par un crochet normal est assuré lorsque le langur de la portée ancrée mesurée hors crochet (l_s) est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4L_s \longrightarrow 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

L_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$T_{max} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{max} = 129,6 \text{ KN}$$

Aux niveaux des appuis de rives (BAEL 91/ Art.5.1.312)

$$T_{max} = 13,47 \leq 129,6 \text{ KN} \implies \text{(Condition vérifié)}$$

Aux niveaux des appuis intermédiaires (BAEL/ Art.5.1.321)

$$T_{max} = 13,84 \leq 129,6 \text{ KN} \implies \text{(Condition vérifié)}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales s inférieurs (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$A \geq \left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

➤ Appuis de rive :

$$M_{max} = 3.51 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{max} = 12.02 \text{ KN}$$

$$A = 0,26 \text{ cm}^2 \geq \left(12.02 - \frac{3.51}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,27 \text{ cm}^2 \implies \text{(CV)}$$

➤ Appuis intermédiaire :

$$M_{max} = 7.032 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{max} = 14.03 \text{ KN}$$

$$A = 0,26 \geq \left(14.03 - \frac{7.032}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,84 \implies \text{(CV)}$$

g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

(BAEL 91 / Art. A.5.1, 322) :

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times T_{max}}{f_e \times 0,9 \times d} \leq \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 14.03 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0.043 \leq \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21.66 \implies \text{(CV)}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.182$$

1^{er} cas : on a une poutre reposée sur (3) appuis : q_e

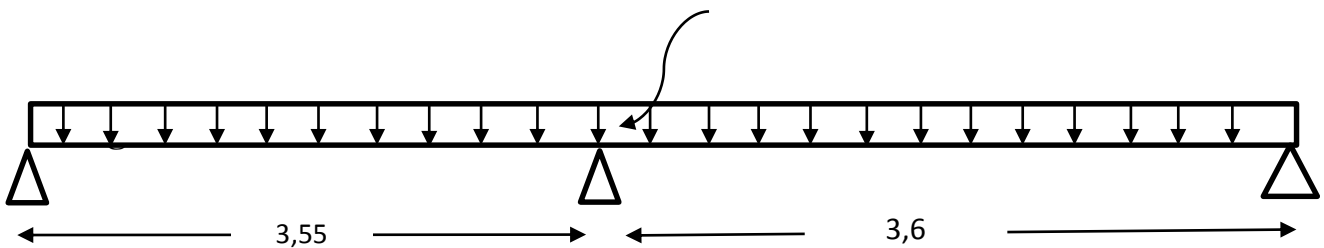
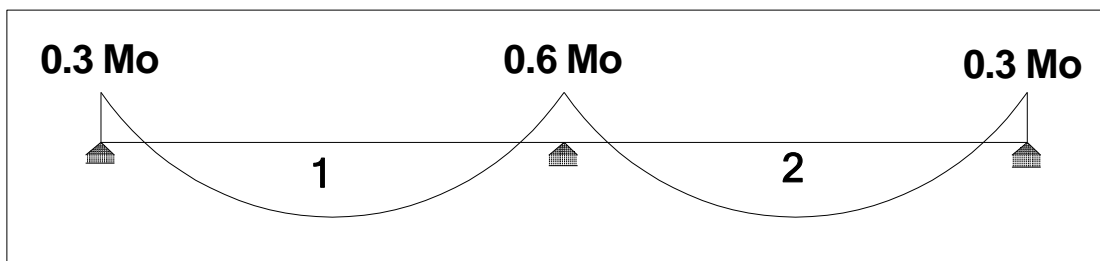


Diagramme d'une poutre continue



Calcul les moments isostatique M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.182 \frac{3.55^2}{8} = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 5.182 \frac{3.60^2}{8} = 8.39 \text{KN.m}$$

Calcul de moment sur appuis :

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 8.16 = 2.448 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 M_{02} = 0.6 \times 8.39 = 5.034 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 8.39 = 2.517 \text{KN.m}$$

Calcul les moments en travées :

Travée (1-2) :

$$M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{2.448 + 5.034}{2} + 1.6 \times 8.16 = 9.315 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 8.16 = 5.22 \text{KN.m}$$

Soit $M_{1-2} = 9.315 \text{KN.m}$

Travée (2-3) :

$$M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{5.034 + 2.517}{2} + 1.6 \times 8.3 = 9.50 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 8.3 = 5.35 \text{KN.m}$$

Soit $M_{2-3} = 9.50 \text{KN.m}$

Les diagrammes des moments :

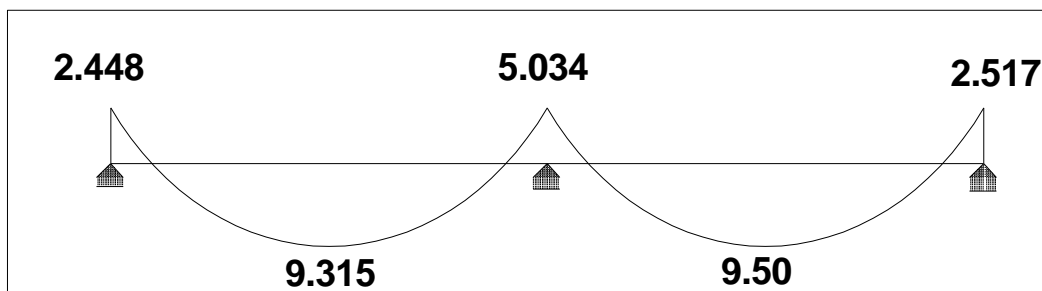


Diagramme des moments

Calcul des efforts tranchants :

$$T_{(x)} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travée (1-2) :

$$T_{(1)} = \frac{qu \times L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{5.182 \times 3.55}{2} + \frac{(-5.034) - (-2.448)}{3.55} = 8.47KN$$

$$T_{(2)} = -\frac{qu \times L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{5.182 \times 3.55}{2} + \frac{(-5.034) - (-2.448)}{3.55} = -9.92KN$$

Travée (2-3) :

$$T_{(2)} = \frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = \frac{5.182 \times 3.60}{2} + \frac{(-2.517) - (-5.034)}{3.60} = 10.026KN$$

$$T_{(3)} = -\frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = -\frac{5.182 \times 3.60}{2} + \frac{(-2.517) - (-5.034)}{3.60} = -8.62KN$$

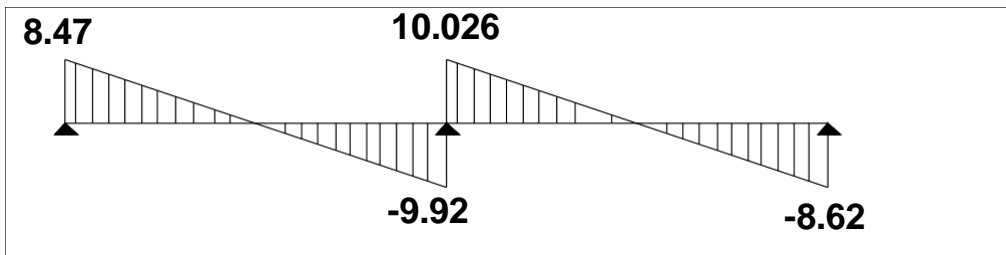
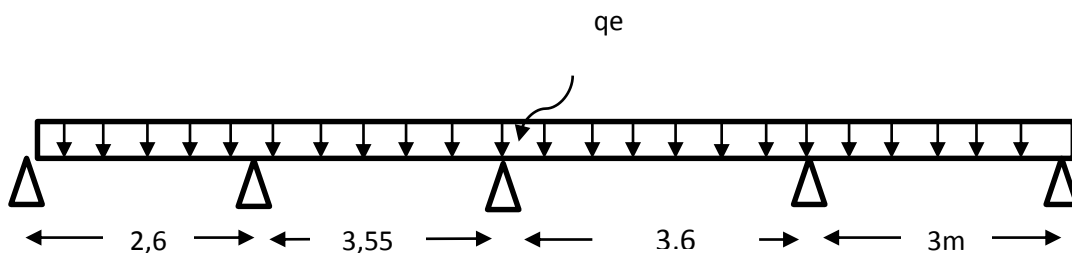
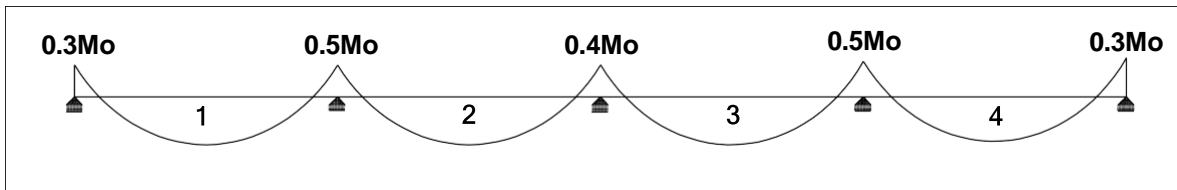


Diagramme des efforts tranchants à ELU

2^{ème} cas : On a une poutre sur Cinque (05) appuis



On aura le diagramme des moments suivant :



$$M_{01} = \frac{qu l^2}{8} = 5.182 \frac{2.6^2}{8} = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{qu l^2}{8} = 5.182 \frac{3.55^2}{8} = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu l^2}{8} = 5.182 \frac{3.6^2}{8} = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{qu l^2}{8} = 5.182 \frac{3^2}{8} = 5.82 \text{ KN.m}$$

Calcul des moment sur les appuis

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 4.37 = 1.311 \text{ KN.m}$$

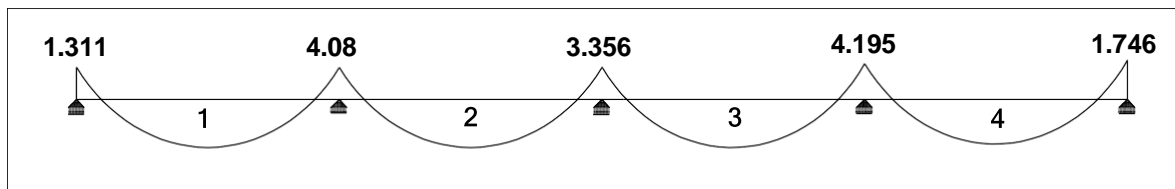
$$M_2 = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 8.16 = 4.08 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_{03} = 0.4 \times 8.39 = 3.356 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.5 M_{03} = 0.5 \times 8.39 = 4.195 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 5.82 = 1.746 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :



Travée (1-2) :

$$M_t \geq -\frac{M_1 + M_2}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{1.311 + 4.08}{2} + 1.6 \times 4.37 = 4.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 4.37 = 2.82 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 4.3 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :

$$M_t \geq -\frac{M_2 + M_3}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{4.08 + 3.356}{2} + 1.6 \times 8.16 = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.545 \times 8.16 = 4.44 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 9.34 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :

$$M_t \geq -\frac{M_3 + M_4}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{3.356 + 4.195}{2} + 1.6 \times 8.39 = 9.65 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.545 \times 8.39 = 4.57 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 9.65 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) :

$$M_t \geq -\frac{M_4 + M_5}{2} + (1 + 0.3\alpha)M_0 = -\frac{4.195 + 1.746}{2} + 1.6 \times 5.82 = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0.645 \times 5.82 = 3.75 \text{ KN.m}$$

Soit $M_t = 6.34 \text{ KN.m}$

Diagramme des moment :

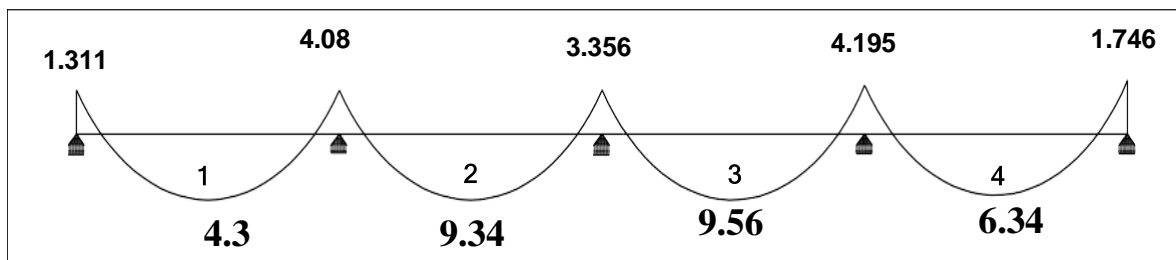


Diagramme des moments fléchissant

Effort tranchant :

Travée 1-2

$$T_{(1)} = \frac{qu \times L_{12}}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L_{12}} = \frac{5.182 \times 2.6}{2} + \frac{(-1.311) - (-4.08)}{2.6} = 7.80 \text{ KN}$$

$$T_{(2)} = -\frac{qu \times L_{12}}{2} + \frac{M_1 - M_2}{L_{12}} = -\frac{5.182 \times 2.6}{2} + \frac{(-1.311) - (-4.08)}{2.6} = -5.67 \text{ KN}$$

Travée 2-3

$$T_{(2)} = \frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_2 - M_3}{L_{23}} = \frac{5.182 \times 3.55}{2} + \frac{(-4.08) - (-3.356)}{3.55} = 9 \text{ KN}$$

$$T_{(3)} = -\frac{qu \times L_{23}}{2} + \frac{M_2 - M_3}{L_{23}} = -\frac{5.182 \times 3.55}{2} + \frac{(-4.08) - (-3.356)}{3.55} = -9.40 \text{ KN}$$

Travée 3-4 :

$$T_{(3)} = \frac{qu \times L_{34}}{2} + \frac{M_3 - M_4}{L_{34}} = \frac{5.182 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.356) - (-4.195)}{3.60} = 9.56 \text{ KN}$$

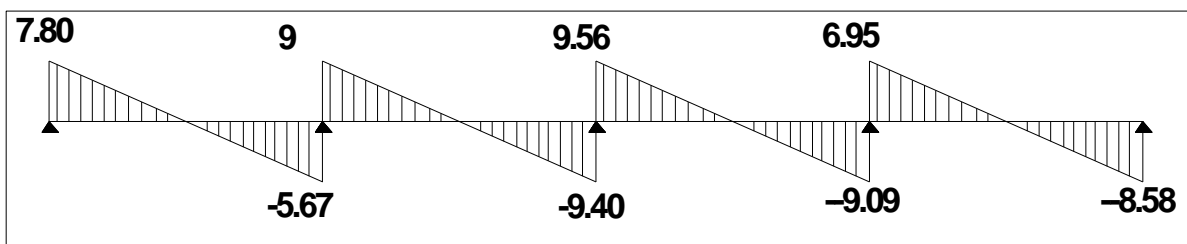
$$T_{(4)} = -\frac{qu \times L_{34}}{2} + \frac{M_3 - M_4}{L_{34}} = -\frac{5.182 \times 3.60}{2} + \frac{(-3.356) - (-4.195)}{3.60} = -9.09 \text{ KN}$$

Travée 4-5 :

$$T_{(4)} = \frac{qu \times L_{45}}{2} + \frac{M_4 - M_5}{L_{45}} = \frac{5.182 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.195) - (-1.746)}{3.00} = 6.95 \text{ KN}$$

$$T_{(5)} = -\frac{qu \times L_{45}}{2} + \frac{M_4 - M_5}{L_{45}} = -\frac{5.182 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.195) - (-1.746)}{3.00} = -8.58 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts tranchant :



Diagrammes des efforts tranchants

Moments fléchissant max :

En travée : $Mt^{max} = 9.56 \text{ KN.m}$ Aux appuis : $Ma^{max} = 4.195 \text{ KN.m}$ Effort tranchant max : $T_{max} = 9,56 \text{ KN}$

❖ Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

- En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09$$

$$\rho = 1,09 \implies \beta_1 = 0,856 ; k_1 = 19,72; k = 1/k_1 = 0,051$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 264,02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,051 \times 264,02 = 13,46 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{(CV)}$$

- Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73$$

$$\rho = 0,73 \implies \beta_1 = 0,876 ; k_1 = 25,32; k = 1/k_1 = 0,04$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,195 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 169,45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,04 \times 169,45 = 6,77 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{(CV)}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible.

Donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

c) Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.8, 424) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \geq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h =20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l=400cm)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b_0 : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,056 \geq \frac{1}{22,5} = 0,04 \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,056 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{9.56}{15 \times 59.07} = 0.01 \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \geq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \end{array} \right.$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

➤ **Armatures longitudinal :**

Armatures en travée : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Armatures sur appuis : $A_{sa} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversal : $2HA8 = 1 \text{ cm}^2$**

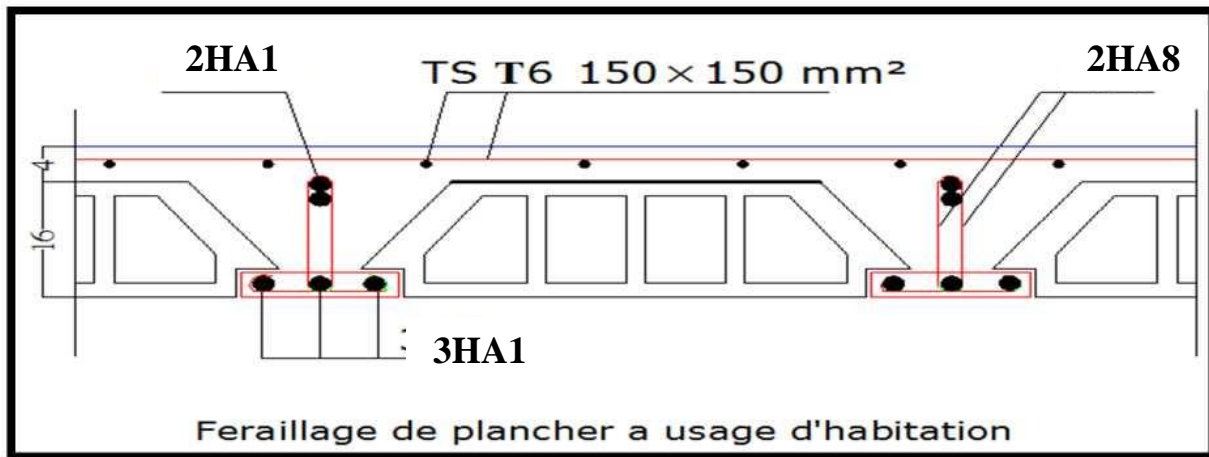
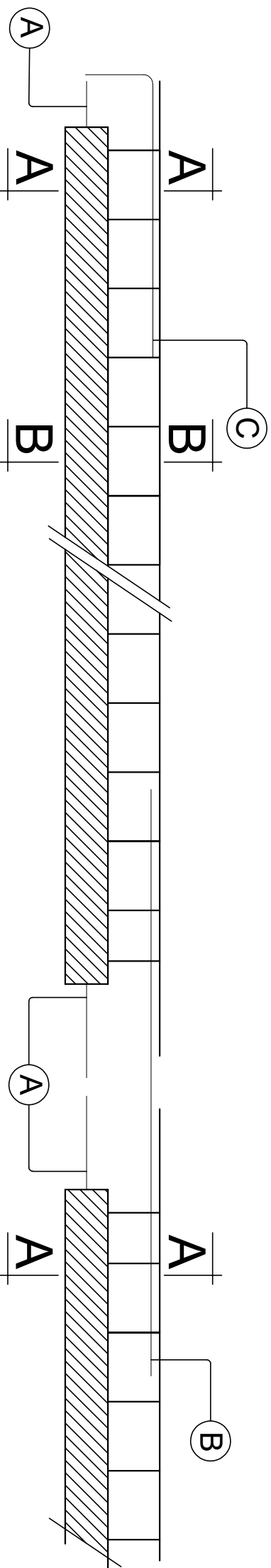


Figure.III.3.6 : Coupe schématique du ferrailage du plancher

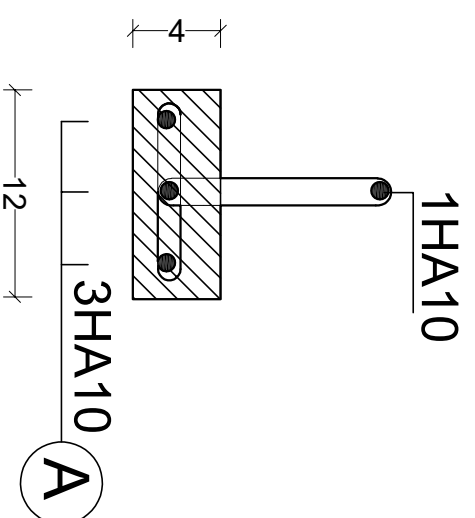
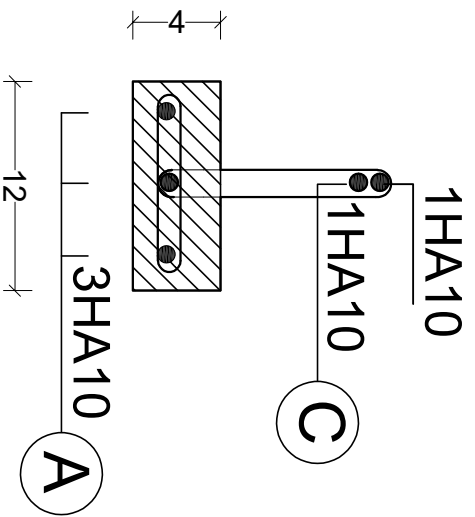
Ferrailage des poutrelles

LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe:A-A

Coupe:B-B



III.4 Etude d'une poutre palière :

III.4.1 La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), avec une portée de 345 cm , reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

III.4.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière :

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \longrightarrow \quad \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$$

$23 \leq h \leq 34,5 \text{ cm}$; Nous optons pour $h = 35 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 30 \text{ cm}$

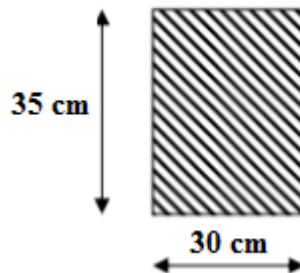


Figure III-4.1 : Coupe verticale d'une poutre palière.

III.4.2.1 Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 > 20 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 > 30 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

III.4.3. Détermination des charges :**III.4.3.1. Charge permanente :**

- Poids propre de la poutre : $P_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \frac{KN}{ml}$

- Poids propre du mur en brique creuses : $P_{Pm} = 0,9 \frac{KN}{ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 39,75 KN$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_B = 17,01KN$

III.4.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \frac{KN}{ml}$$

✓ Calcul à l'état limite ultime ELU : $1,35G + R_{Au}$

$$q_{u1} = 1,35G + R_{Au} = 1,35 \times 2,625 + 39,75 = 43,29 \frac{KN}{ml}$$

❖ *Calcul des efforts internes :*

▪ **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{43,29 \times (3,45)^2}{8} = 64,40 KN.m.$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{43,29 \times 3,45}{2} = 74,67 KN.$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 64,40 = -19,32 KN.m$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 64,40 = 54,74 KN.m$$

III.4.3.3 Diagrammes des efforts internes :

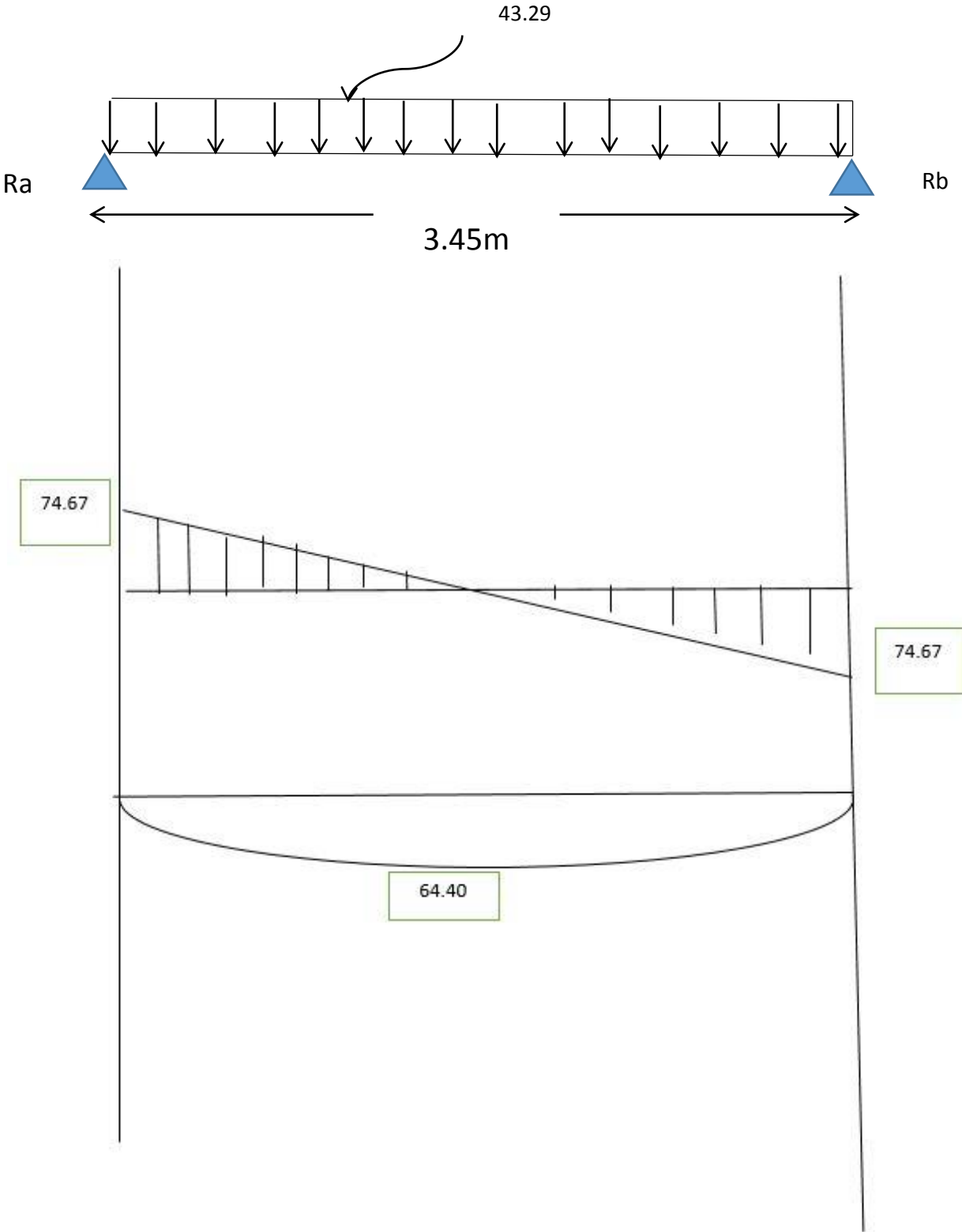


Figure III-4.2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III.4.4 Calcul des armatures :

$$d = 32 \text{ cm} ; H = 35 \text{ cm} ; C = C' = 3 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

a) En travée : $M_{max}^t = 54,74 \text{ KN.m}$

❖ Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{54,74 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,12 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,12 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{54,74 \times 10^3}{0,943 \times 32 \times 348} = 5,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$3HA12 \text{ filante} + 2HA12 \text{ barre d'arreter} \Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

b) Aux appuis : $M_{max}^A = -19,32 \text{ KN.m}$

❖ Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19,32 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,044 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,041 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,32 \times 10^3}{0,978 \times 32 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2.$

❖ Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35} ; \phi_L ; \frac{B}{10} \right\} = \{10 ; 12 ; 30\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature $4HA8 \Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

(Un cadre + un étrier).

III.4.5 Vérification à l'ELU :

❖ Exigence du RPA (Art 7-5-2 RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 5HA12 + 2HA12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

❖ Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_{max} = 74,67 \text{ KN.}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

❖ Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{74,67 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,777 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{74,67 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 113} = 2,29 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2,29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

❖ Influence de l'effort tranchant.

✓ Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{74,67 \times 10^3 + 19,32 \times 10^6}{0,9 \times 320} \times \frac{1,15}{400} \geq 1,93 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,39 \text{ cm}^2 > A = 1,93 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 300 \times 320}{1,5} = 576 \times 10^3 \text{ N} = 576 \text{ KN}$$

$T_{max} = 74,67 \text{ KN} < 576 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Encrege des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

❖ **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 b} = \frac{2,01}{0,003 \times 30} = 22,33 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(8,75 ; 9,6) , \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} , \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Calcul à l'état limite de service ELS : $G + R_{Au}$**

$$q_s = G + R_{Au} = 2,625 + 17,01 = 19.635 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

- **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19.635 \times 3.45^2}{8} = 29,21 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{19.635 \times 3,45}{2} = 33,87 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 29.21 = -8,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 29.21 = 24.82 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts internes :

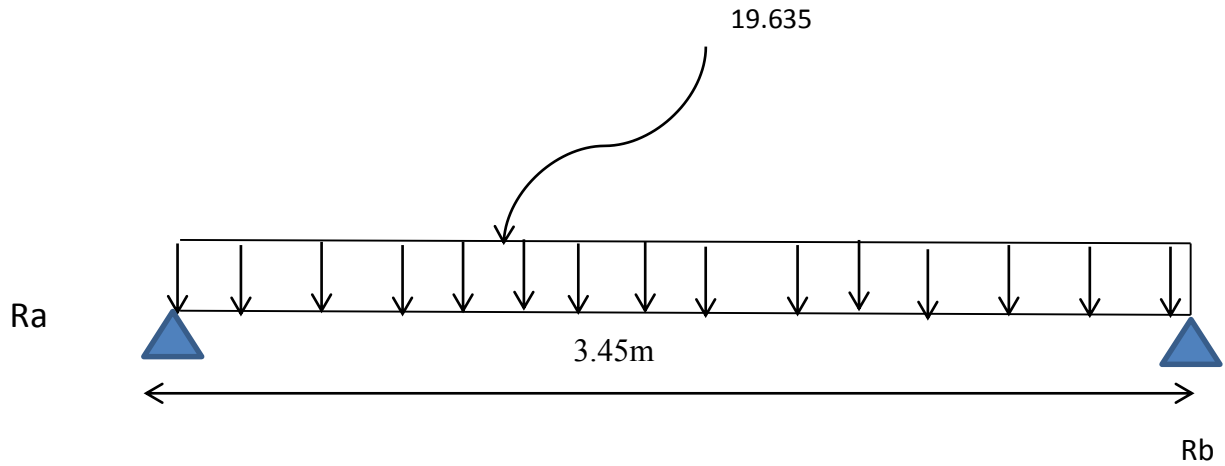


Diagramme des efforts tranchants

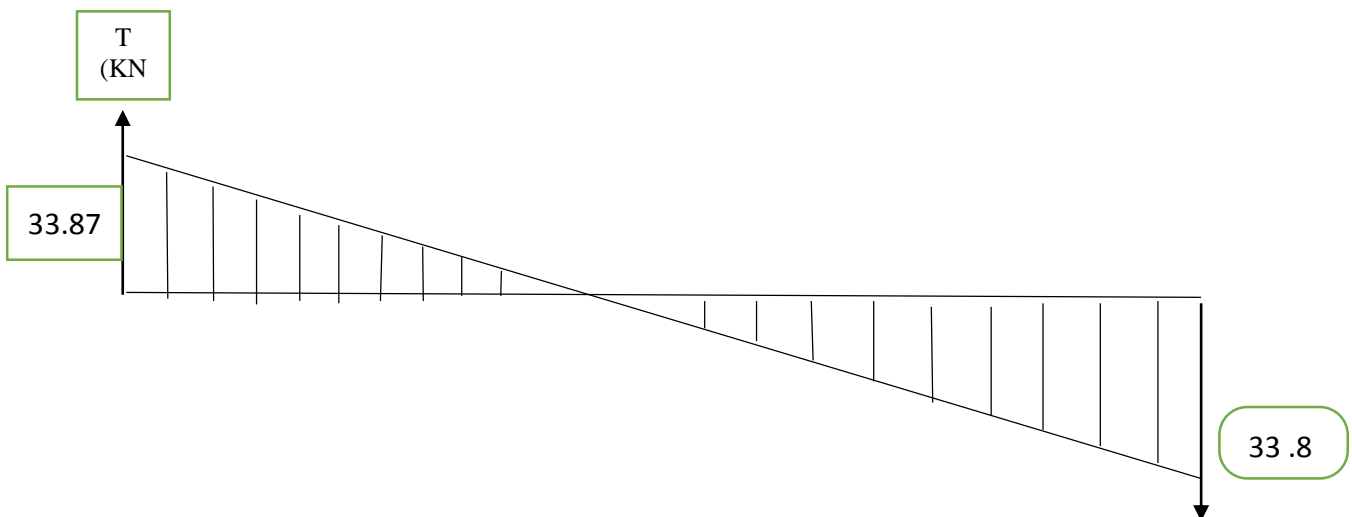


Diagramme des moments réduit

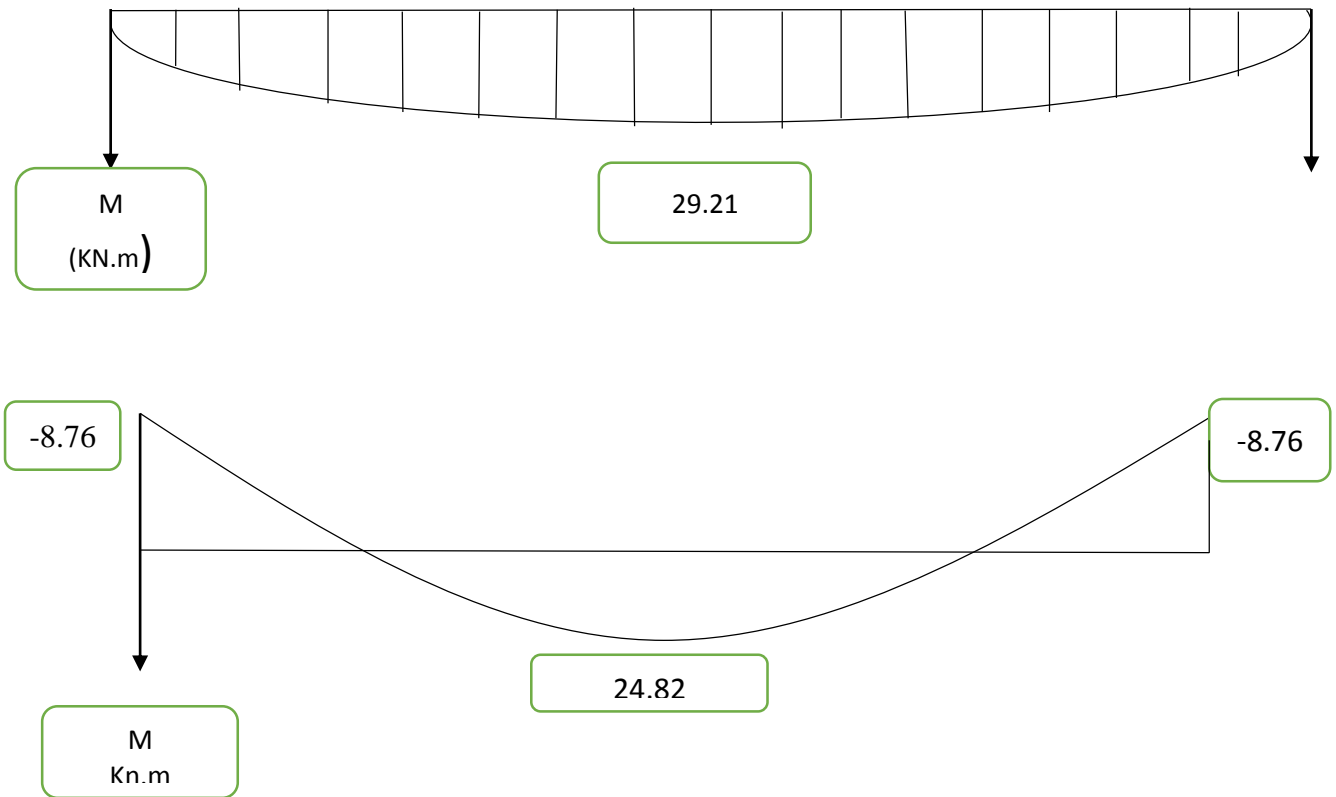


Diagramme des moments corrigés

Figure III-4.3 : Diagrammes des moments fléchissant corrigés à l'ELS.

a) Vérification à l'ELS.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Dans le béton}$$

✓ Aux appuis :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; 8,76 \text{ KN.m} ; d = 32 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,353$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 39,23 \\ \beta_1 = 0,9078 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{8,76 \times 10^3}{0,9078 \times 32 \times 3,39} = 88,95 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 88,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,23} = 0,0254$$

$$\sigma_{bc} = 0,0254 \times 88,95 = 2,26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ la Condition est vérifiée.

✓ En travée :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_t = 54,74 \text{ KN.m} ; d = 32 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{30 \times 32} = 0,588$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 29,04 \\ \beta_1 = 0,8865 \end{array} \right\} \Rightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{24,82 \times 10^3}{0,8865 \times 32 \times 5,65} = 154,85 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 154,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ Vérification de la contrainte dans le béton.

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29,04} = 0,034$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 154,85 = 5,26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

❖ **Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)**

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

Avec : $h = 35 \text{ cm}$ hauteur totale,

$L = 3,45 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,35}{3,45} = 0,101 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24,82}{10 \times 29,21} = 0,0849 < \frac{h}{l} = 0,106 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{30 \times 32} = 0,0058 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

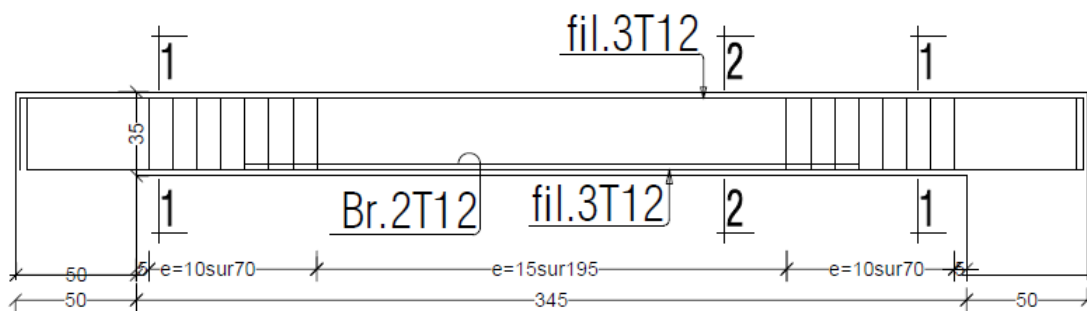
On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ Armatures longitudinales :

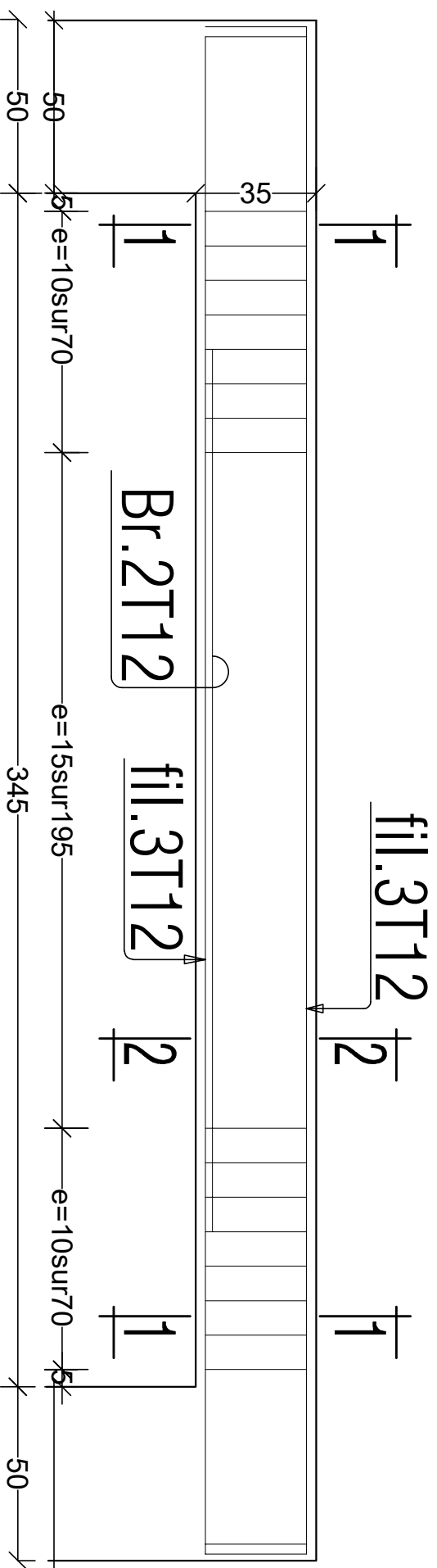
- En travée : *3HA12 filante + 2HA12 chapeau*
- Aux appuis : *3HA12*

❖ Armatures transversales :

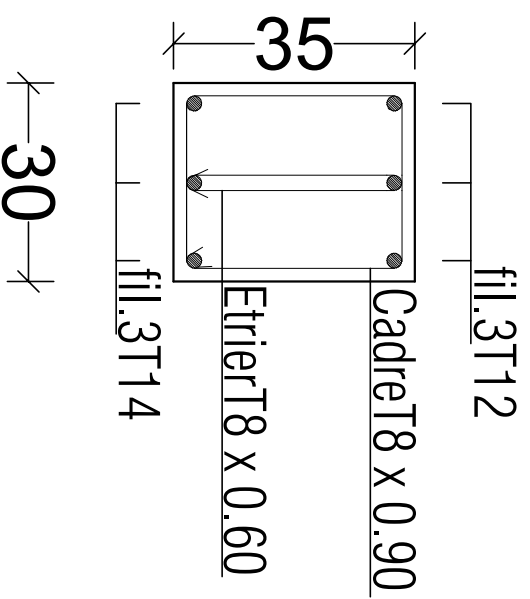
Un cadre et étrier *HA8*

Ferrailage de la poutre palier

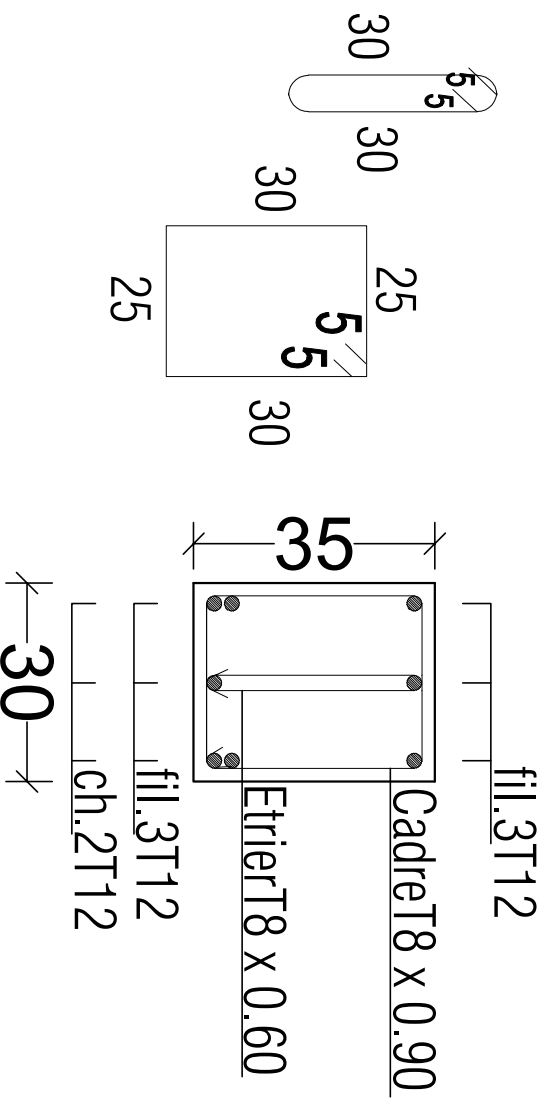
Ferrailage de la poutre palier



COUPE 1-1



COUPE 2-2



III.5. Calcul des balcons :

III.5.1 : Introduction

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher. Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive A.

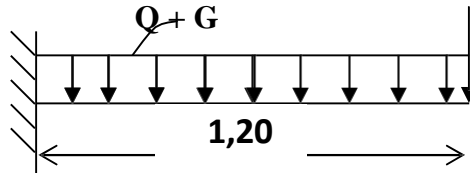


Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon.

III.5.1 : Dimensionnement

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \leq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.}$$

Soit : $e_p = 15 \text{ cm.}$

III.5.2 : Détermination des sollicitations :

a) Charges permanentes :

Tableau III.5.1 : Les charges permanentes revenant à la console.

Charges permanents uniformes	Masse Volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelagee	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,03	0,60
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G = 5,77

b) Charge concentrée du garde de corps :

Tableau III.5.2 : Les charges concentrées revenant à la console

Charges permanentes concentrées	Masse Volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
poids du corps creux			
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	22	0,02	0,44
		Poids total	G = 1,34

c) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ KN/ml (DTR B.C. 2,2 Surcharges de la console)}$$

III.5.3. Combinaisons de charges

➤ A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$:

$$\checkmark \text{ Dalle : } q_{u1} = (1,35 \times 5,77) + (1,5 \times 3,5) = 13,03 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Garde de corps : } q_{u2} = 1,35 \times 1,34 = 1,809 \text{ KN/ml}$$

➤ A l'ELS : $q_s = G + Q$:

$$\checkmark \text{ Dalle : } q_{s1} = (5,77 + 3,5) = 9,27 \text{ KN/ml}$$

$$\checkmark \text{ Garde de corps : } q_{s1} = 1,34 = 1,34 \text{ KN/ml}$$

III.5.4. Calcul des moments de l'encastrement

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{13.03 \times 1.20^2}{2} = 9.38 \text{ KN.m}$$

Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 1.809 \times 1.20 = 2.17 \text{ KN.m.}$$

Le moment total est : $M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 11.55 \text{ KN.m.}$

III.5.5. Ferrailage :

a) -Armatures Principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.55 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20 \times 10^{-2}} = 0.056.$$

$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392$  Section simplement armée.

$\mu = 0.0482$, $\beta = 0.971$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.86 \times 10^3}{0.971 \times 12 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2.$$

Soit : 6HA8 = 3.02 cm² ; S_t = 20cm.

b) -Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.755 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² et S_t = 25 cm.

III.5.6. Vérification à L'ELU

a) -Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2.$$

On remarque que : $A_s = 3.02 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2$. Condition vérifié.

b) - Ecartement des barres :

- Pour les armatures principales :

S_t = 20cm.

$S_t \leq \min(3h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. Condition vérifié.

- Pour les armatures de répartition :

S_t = 25 cm

$S \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Condition vérifié.

c) - Vérification au cisaillement :

➤ Effort tranchant

$$V_u = q_u \times l + q_{u1} = 13.03 \times 1.20 + 1.809 = 17.44 \text{ KN}.$$

On doit vérifier : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \min \{0.10 f_{t28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

(Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.44 \times 10}{100 \times 12} = 0.14 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.14 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$

Condition vérifié.

d)- Vérification d'adhérence :

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s : coefficient de scellement

$$\Psi_s : 1.5$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum u_i = n \pi \varphi = 6 \times \pi \times 0.8 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.44}{0.9 \times 12 \times 15.07 \times 10^{-1}} = 1.07 \text{ MPa. YI}$$

Alors : $\tau_{se} = 1.07 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$

Condition vérifié.

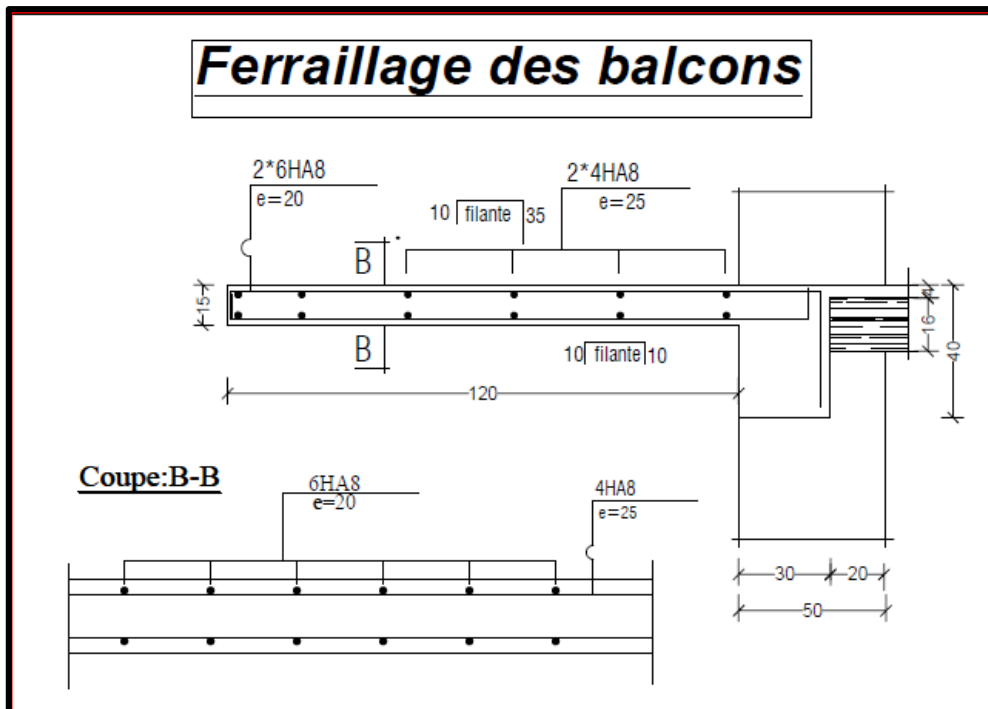
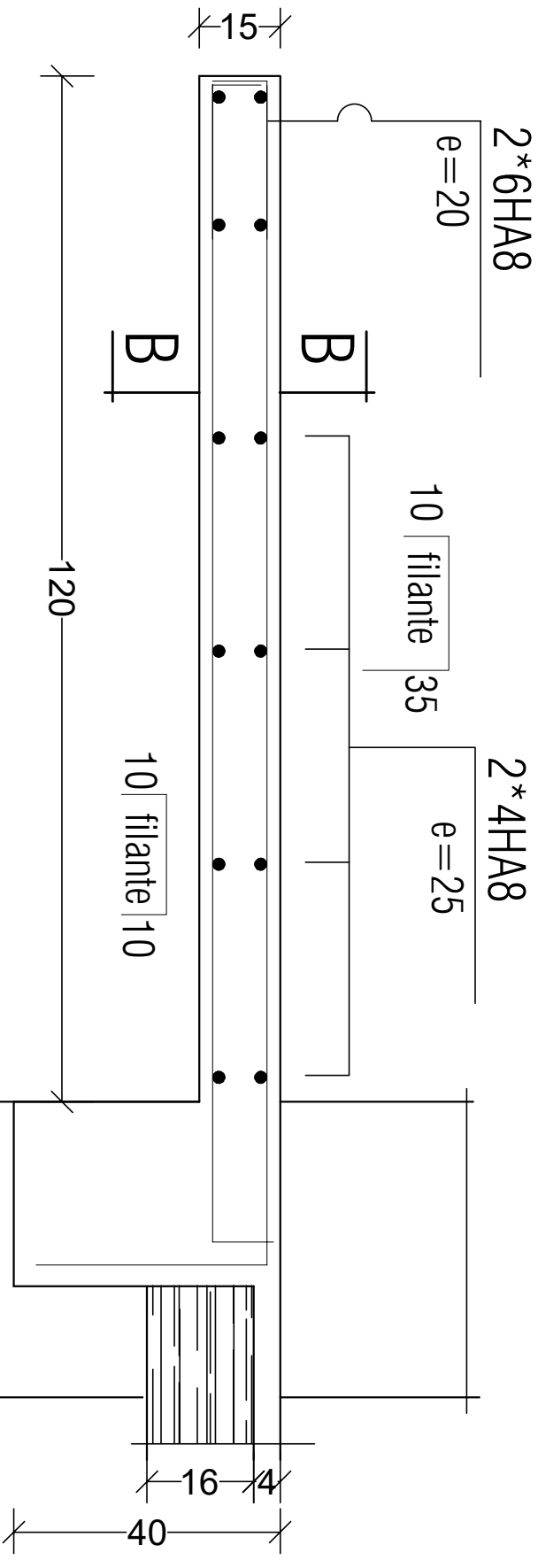
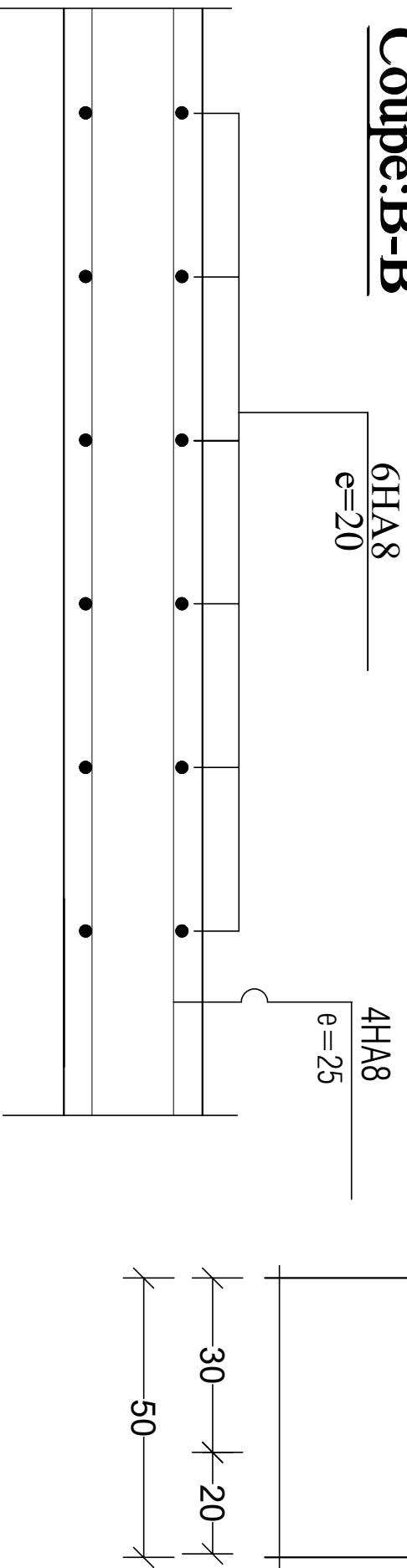


Figure III.5.2 : Schéma de ferrailages des balcons

Ferrailage des balcons



Coupe: B-B



III.6. Etude de la salle machine :

III.6.1. Introduction :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (7 niveaux), et une hauteur de 30.78m ;un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.85 \times 1,85) = 3,42 \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et lacabine chargée est de 9 tonnes.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II).

III.6.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle $(U \times V)$, (surface d'impact) 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.

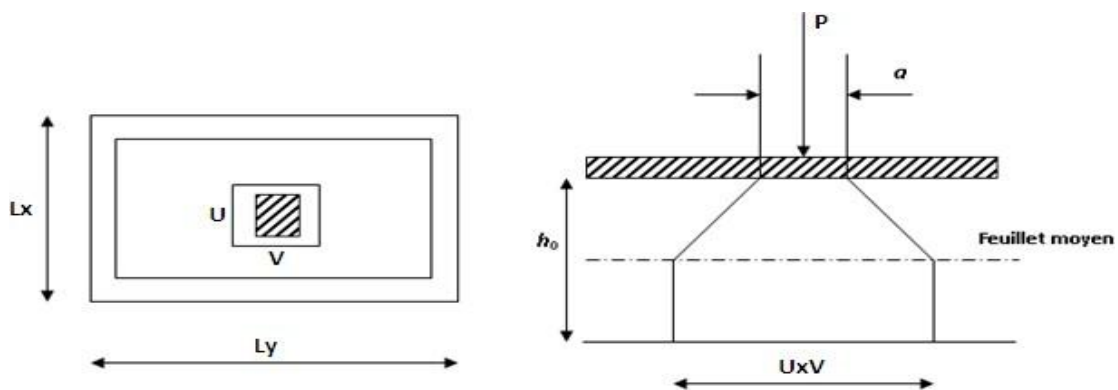


Figure : III.6.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

On a: $U = U_0 + 2\xi_e + h_0$
 $V = V_0 + 2\xi_e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

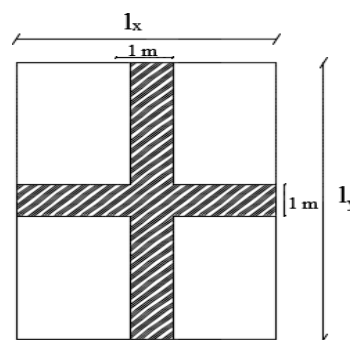
e : épaisseur du revêtement (5 cm).

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, il est pris égal à 1).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$.

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$.



1)- Fonctionnement de la dalle :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{1.85} = 1 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

2)-Calcul des moments agissant sur la dalle :**a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2).$$

ν : Coefficient de poisson ; à l'ELU il est égal à zéro. ($\nu = 0$).

M_1 et M_2 : moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{U}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

□ est selon les rapports U/L_x et V/L_y .

□ : Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU.

$\nu = 0.2$ à l'ELS.

➤ A l'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1.35 P + 1.5 Q = 1.35$$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$ (poids propre de la dalle) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (surcharge d'exploitation)

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml}$ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

$P_u = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$ (charge concentrée dus au système de levage)

➤ A l'ELS:

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN.}$$

$$\rho_x = 1$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{185} = 0.567$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0869.$

$$\frac{U}{l_y} = \frac{105}{185} = 0.567 \text{ L}$$

$$M_2 = 0.0692.$$

Alors :

➤ ELU : $v = 0$:

$$P_u = 1.35 \times P = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.0869 = 10.55 \text{ KN.}$$

$$M_{y1} = P_u M_2 = 121.5 \times 0.0692 = 8.40 \text{ KN.}$$

b. Calcul des moments dus aux points propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$\rho = 0.88$ du tableau on tire les valeurs :

$$u_x = 0.0478.$$

$$u_y = 0.740.$$

$$M_{x2} = 0.0478 \times 8.048 \times (1.77)^2 = 1.205 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0.740 \times 1.205 = 0.891 \text{ KN m}$$

c)-Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2}$$

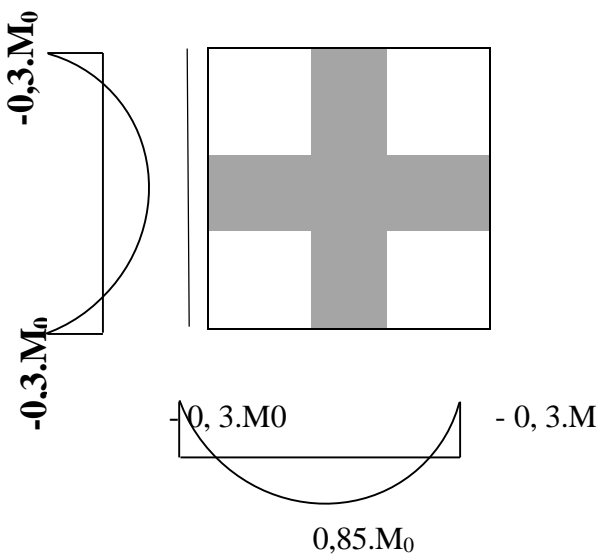
$$M_y = M_{y1} + M_{y2}$$

$$M_x = 10.55 + 1.205 = 11.755 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8.40 + 0.891 = 9.291 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

d)- Correction :



✓ Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.755 = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.291 = 7.89 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 11.755 = -3.526 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 9.291 = 2.787 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m. $h_0 = 15\text{cm}$, enrobage $c = 3\text{cm}$.

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12\text{cm}.$$

a) Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.526 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.017$$

$$\mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.017 \text{ tableau : } \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.526 \times 10^3}{0.991 \times 12 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ En travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.048$$

$$\mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.048 \text{ tableau : } \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.99 \times 10^3}{0.975 \times 12 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a^t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.787 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.013 \text{ tableau : } \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.787 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$, avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.89 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.038$$

$$\mu_b = 0.038 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.038 \text{ tableau : } \beta = 0.981$$

$$A_t = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{07.89 \times 10^3}{0.981 \times 12 \times 348} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 = 25 \text{ cm}$.

III.6.3. Vérification à l'ELU

a) - Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

➤ Armature inférieure :

$$W_x = W_0 \frac{3-P}{2}$$

$$W_x : \frac{A_{min}}{S}$$

$$\text{Avec : } \rho = 0.88$$

A_{min} = Section minimale d'armature.

S : Section totale du béton.

W_0 : Pourcentage d'acier minimale réglementaire égale à :

1.2 % Pour les ronds lisses.

0.8 % Pour HA FeE 400 ou treillis

$$A_{min} : W_x \times S = 0.0008 \left(\frac{3-0.88}{2} \right) \times 15 \times 100 = 1.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > A_{min} \quad \text{Condition vérifié.}$$

➤ Armature supérieure :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée :

$$A_x = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

b) -Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} < \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi_{max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c)-Ecartement des barres :

➤ **Cas de fissuration non préjudiciable :**

$$St_y = 25 \text{ cm} = \min(2 h_t ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

d)- Condition de non-poinçonnement :(Article A.5.2-4-2 du BAEL 91) :

$$Pu \leq 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

μ_c : Le périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$Pu = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) - Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

III.6.4. Vérification à l'ELS

1-calcul des moments :

a) moment dû au système de levage :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 90 + 0 = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = q_s + (M_1 + \vartheta M_2) = 90 (0.0869 + 0.2 \times 0.0692) = 9.066 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s + (\vartheta M_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.0869 + 0.0692) = 7.792 \text{ KN.m.}$$

b) moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,88 \quad \vartheta = 0.2 \quad \mu_x = 0.0549$$

$$\mu_y = 0.818$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0549 \times 5.85 \times 1.77^2 = 1.006 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.818 \times 1.006 = 0.822 \text{ KN.m.}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.066 + 1.006 = 10.012 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.792 + 0.822 = 8.614 \text{ KN.m.}$$

d) Correction des moments :

En tenant compte de semi-encastrement de la dalle, les moments en appuis en travées seront :

Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 \times 10.012 = 8.510 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 8.614 = 7.321 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$M_x^a = (-0,3) \times 10.012 = -3.003 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 8.614 = -2.584 \text{ KN.m.}$$

Verifications:

a) Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)

On peut disposer de cette vérification si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{V}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

α : Position de l'axe neutre

a) Sens x-x :

➤ Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.003 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.014 \quad ; \quad \alpha = 0.0176$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.526}{3.003} = 1.17 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335.$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.335. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.510 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.042 \quad ; \quad \alpha = 0.0536$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9.99}{8.510} = 1.17 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335.$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.335. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sens-y-y :

➤ Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.584 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.012 \quad ; \quad \alpha = 0.0151$$

$$= \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.787}{2.584} = 1.07 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285.$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.285. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.321 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.036 \quad ; \quad \alpha = 0.0459$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.89}{7.321} = 1.07 \quad \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285$$

$$\alpha = 0.0458 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.285. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

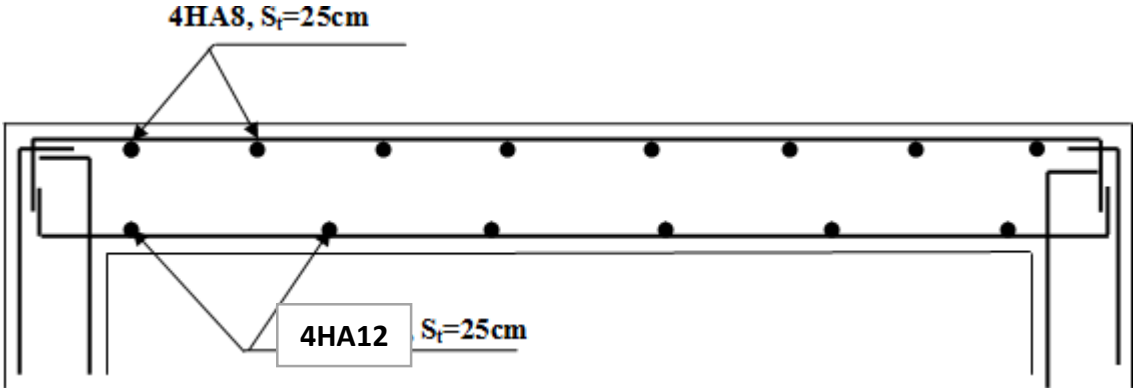


Figure : III.6.3 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

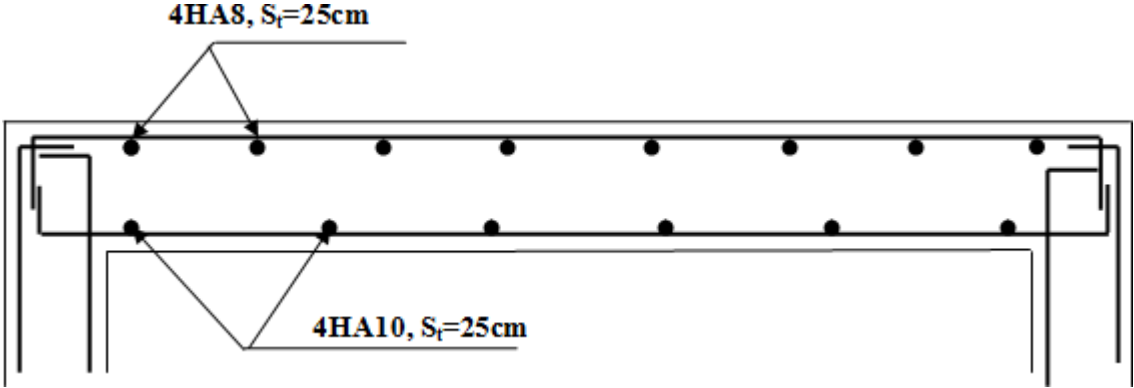


Figure : III.6.3 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Chapitre IV

Systeme de contreventement

IV-1-Introduction

Dans le cas où une ossature est composée ; à la fois de portique et de refends, il est indispensable de comparer l’inertie des voiles par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

IV-2-les étapes d’étude de contreventement :

IV-2-1-Caractéristiques géométriques de refends :

Inerties des refends pleins

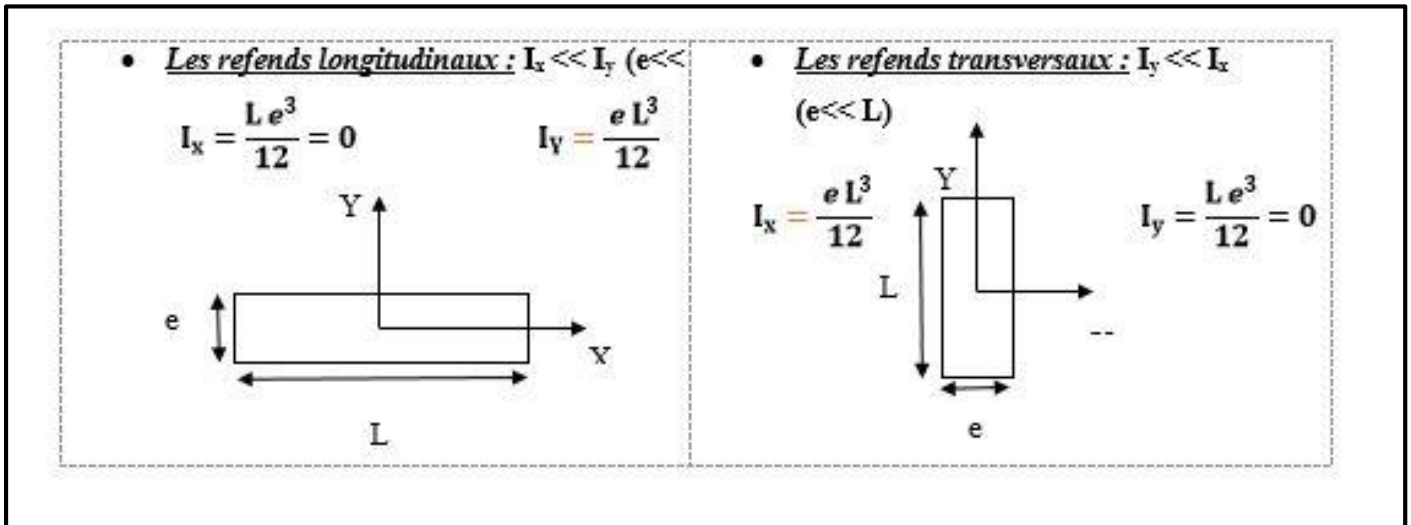


Figure IV.1 : Refend longitudinal.

Figure IV.2 : Refend transversal.

IV-2-2-Calcul des inerties fictives des portiques

***méthode des approximations successives* :**

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l’effet d’une série de forces horizontales égales à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de Q l’ouvrage, sous l’effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l’inertie du refend choisi, il est alors possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l’hypothèse de la raideur des plancher, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques. L’inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{avec :} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

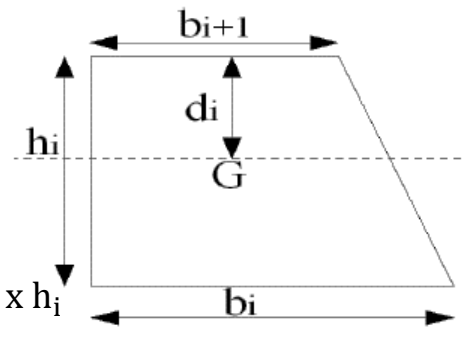
F_n : Flèche du refond au niveau « i ».

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV-2-3-Calcul des flèches dans les refends

***méthode des moments des aires* :**

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{array} \right.$$


f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

IV-2-4-Calcul des déplacements des portiques

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

➤ Niveau RDC :

• Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h_n$

T_n : effort tranchant de niveau « n ».

K_{tn} : raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

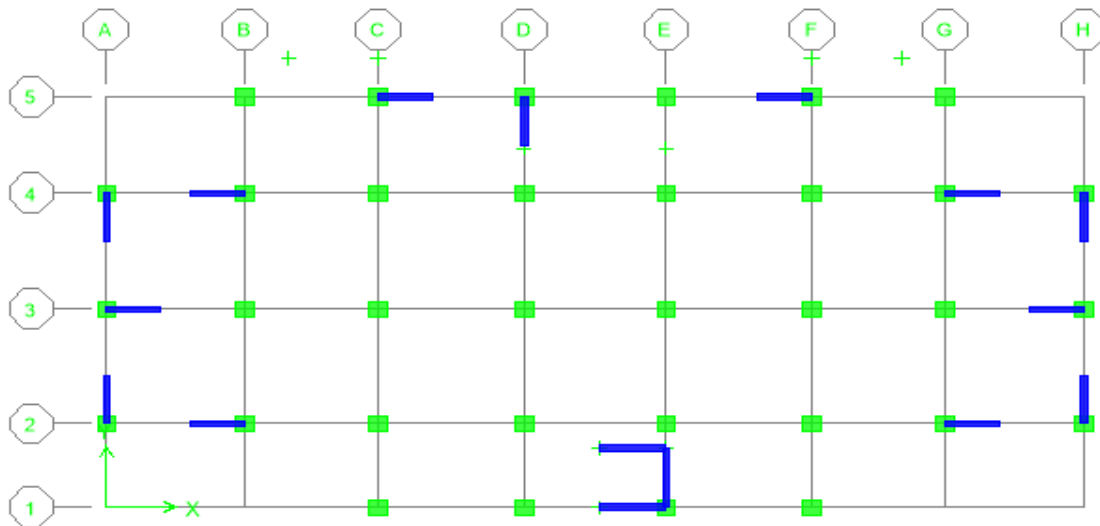
L : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par : $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

Avec :
$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

IV-3-les résultats d'étude de contreventement

➤ La disposition des voiles :



➤ Les inerties des voiles :

Tableau IV-1 : Les inerties des refends dans le sens transversal.

Refend longitudinal /étage					Refend transversal /étage				
Voile	e(m)	L(m)	Nombre	I(m ⁴)	Voile	e(m)	L(m)	I(m ⁴)	Nombre
VL1	0,2	1,5	8	0,45	VT1	0,2	1,5	6	0,3375
VL2	0,2	1,85	2	0,211	VT2	0,2	1,85	2	0,105
I moyen				0,601	I moyen				0,443

Inertie moyen du refend dans la sens longitudinale : $I_{moy} = 0,601m^4$.

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : $I_{moy} = 0,443m^4$.

- les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » :

Tableau IV-2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau. μ .

Niveau	h (m)	b_i (m)	B_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$f_i.EI = \sum S_i \times d_i$
7	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	7223,65596
6	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,87718	6039,17096
5	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,203488	4883,33858
4	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,60285714	52,529796	3784,81143
3	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,58666667	66,856104	2772,24213
2	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,57636364	81,182412	1874,2833
1	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,56923077	95,50872	1119,58754
RDC	3,06	24,48	21,42	70,227	1,564	109,835028	536,807481
e-sol	3,4	27,88	24,48	89,012	1,73679654	154,595733	154,595733

- Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Tableau IV.3 : déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau

niveau	ΣK_{tn}	ΣK_{pn}	Mn	Mn+	$E\theta_n$ (t/m)	$E\Psi_n$ (t/n)	Δi (t/m)	$\Sigma \Delta i$ (t/m)	fi(m)	Iei (m ⁴)
7	0,029379	0,0152441	6,12	3,06	25,09156	34,08692	104,3059	2244,934	7223,655	3,162318
6	0,029379	0,0154548	9,18	6,12	41,24928	59,20924	181,1802	2140,628	6039,170	2,690132
5	0,046657	0,0154548	12,24	9,18	57,74899	71,36055	218,3632	1959,448	4883,338	2,281263
4	0,046657	0,0154548	15,3	12,24	74,24870	93,32562	285,5764	1741,085	3784,811	1,931569
3	0,046657	0,0156713	18,36	15,3	89,49439	114,6636	350,8708	1455,508	2772,242	1,592249
2	0,070510	0,0156713	21,42	18,36	105,7661	122,9455	376,2133	1104,637	1874,283	1,287716
1	0,166809	0,0156713	24,48	21,42	122,0378	126,1314	385,9622	728,4245	1119,587	1,013533
RDC	0,160256	0,0156713	27,52	24,48	74,64553	112,6520	342,4623	342,4623	536,8074	0,736943
Entre sc	0,029379	0,0152441	3,06	0	8,363854	12,86153	39,35629	2284,291	154,5957	0,451424
ΣIei										15,14715
7	0,108792	0,0118203	3,06	0	10,78652	7,73717	23,67574	2363,167	7223,655	3,056768
6	0,108792	0,0118203	6,12	3,06	32,35957	26,26086	80,35824	2339,492	6039,170	2,581402
5	0,108792	0,0120322	9,18	6,12	52,98270	49,70286	152,0907	2259,133	4883,338	2,161597
4	0,158757	0,0120322	12,24	9,18	74,17578	70,00414	214,2126	2107,043	3784,811	1,796266
3	0,158757	0,0120322	15,3	12,24	95,36886	92,80345	283,9785	1892,830	2772,242	1,464601
2	0,158757	0,0122520	18,36	15,3	114,4704	114,5569	350,5444	1608,851	1874,283	1,164981
1	0,222972	0,0122520	21,42	18,36	135,2832	132,8822	406,6197	1258,307	1119,587	0,889756
RDC	0,222972	0,0122520	24,48	21,42	156,0960	154,8387	473,8064	851,6876	536,8074	0,630286
Entre sc	0,217171	0,0122520	27,52	24,48	71,39001	124,3030	377,8811	377,8811	154,5957	0,409112
ΣIei										14,15477

Inertie moyenne des portiques :

Sens longitudinal : $I_{\text{moy}}=1,68301683\text{m}^4$.

Sens transversal : $I_{\text{moy}}= 1,57275269\text{m}^4$.

Résumé :

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	portique	voile	Inertie to	% portique	% voile
Longitudinal	1,683	0,601	2,284	73,68%	26,32%
Transversal	1,57	0,443	2,013	77,99%	22,01%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens.

L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) : **le système de contreventement est mixte**

D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003)**.

Chapitre V
Modélisation de la structure

V.1. Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la stabilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP... etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.6.0

V.2. Description du logiciel ETABS

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration...etc.
- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations. En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus,

Ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

V.3. Choix de la Méthode de calcul

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.

- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autre les conditions de hauteur les conditions complémentaires.

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ($h=38.33m < 65m$)

V.4. Méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.5. Etapes de modélisation

- a) **Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

- **Choix des unités :**

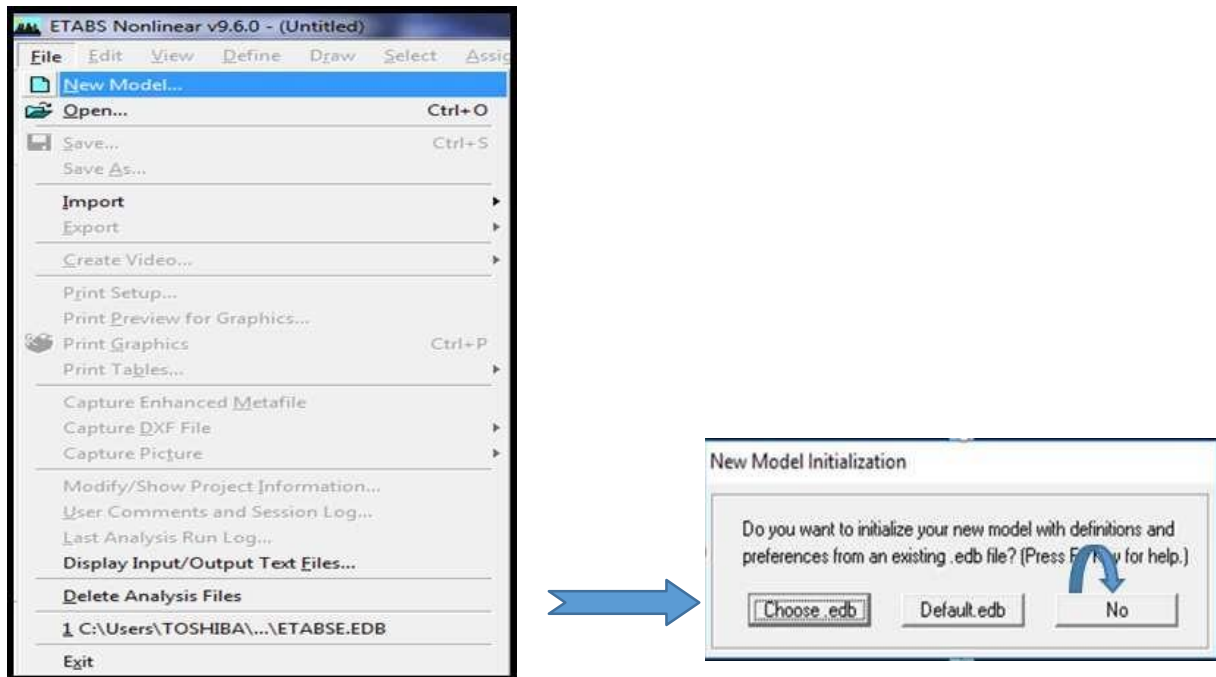
On choisit l'unité de système c'est : KN-m



- **Géométrie de base**

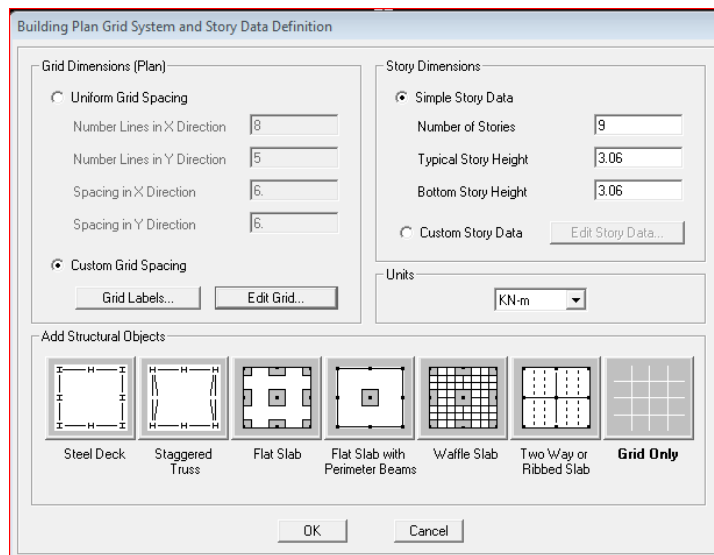
- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre des étages.

Géométrie de base : Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New Model**, une fenêtre va s'ouvrir et on clique sur **No**.



Cette option nous permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x.
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y.
- ✓ Le nombre des étages.



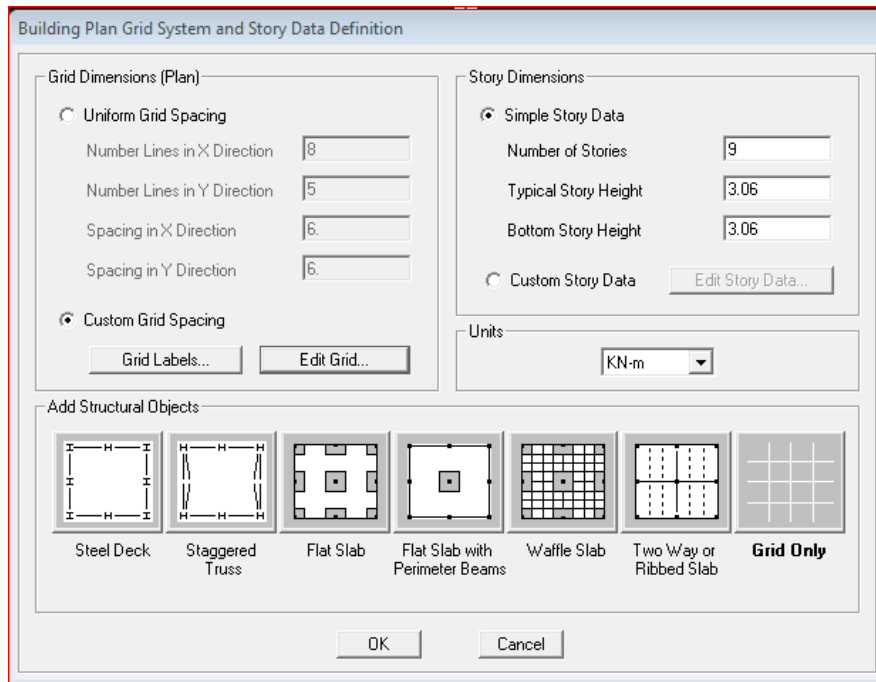
Modification de la géométrie de base :

Pour introduire les longueurs des travées On clique sur

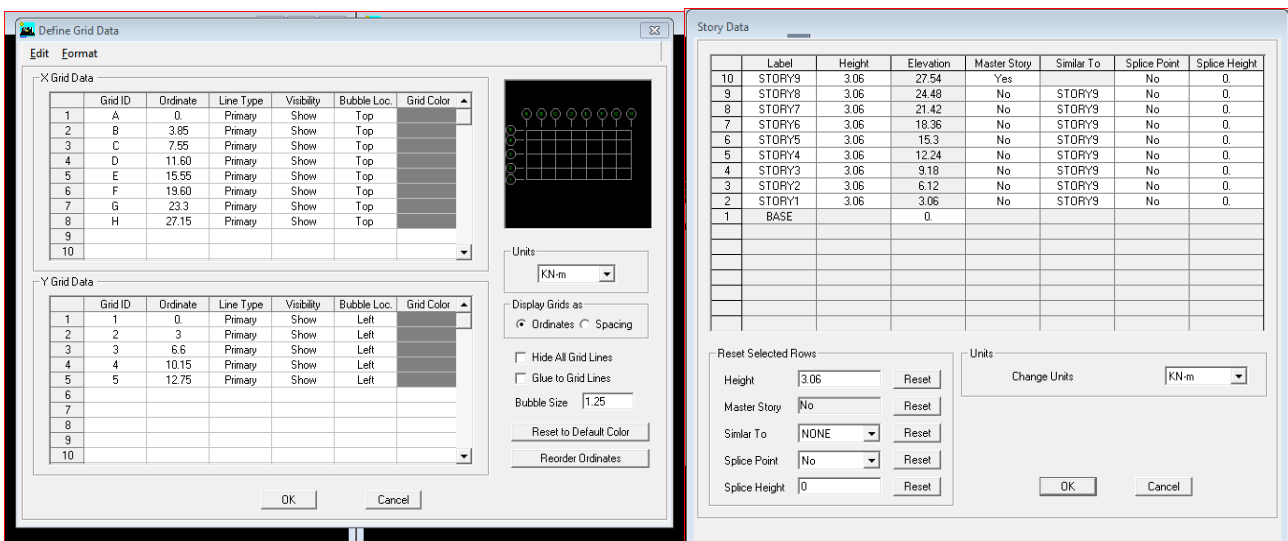
Custom Grid Spacing ➡ **Edit Grid** ➡ **ok**

Pour introduire le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages On clique

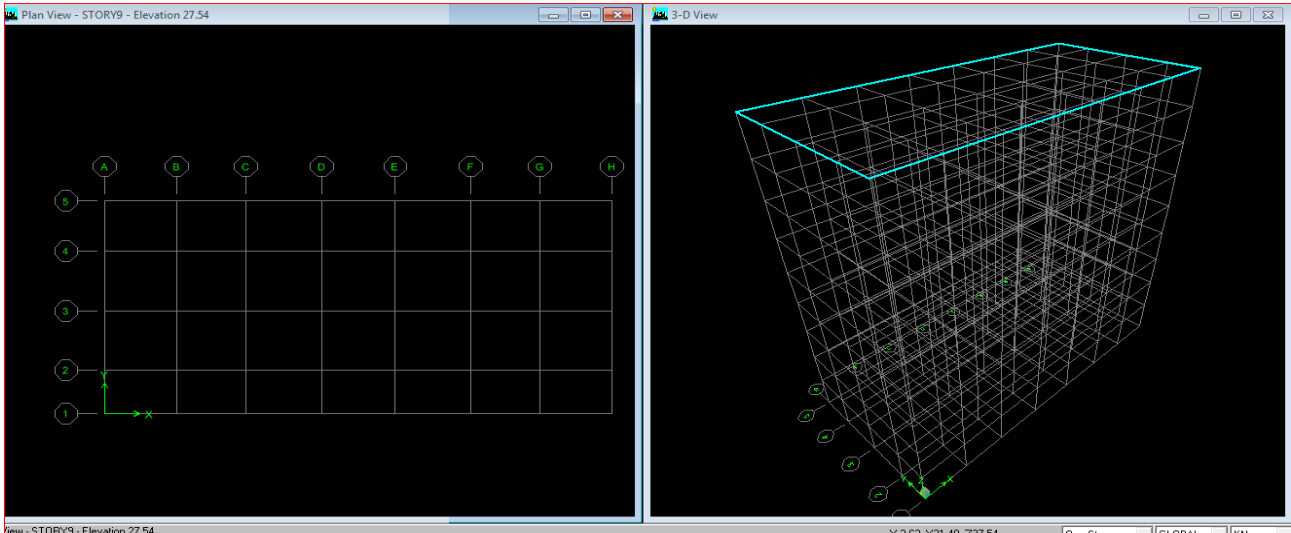
Custom Story Data Data ➡ **Edit Story** ➡ **ok**



Une fenêtre va s'ouvrir, On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

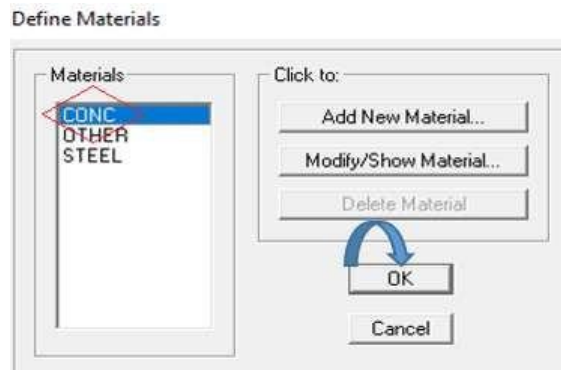


Après validation OK de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

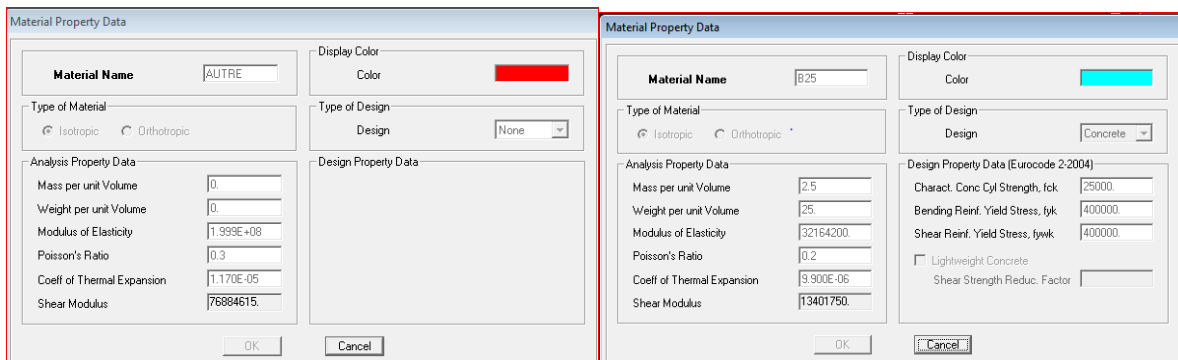


La deuxième étape consiste d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux.

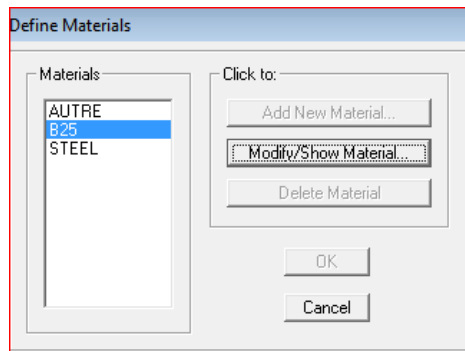
On clique sur **Define** → **Material properties** → **CONC** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



Puis on valide les propriétés mécaniques des matériaux qu'on a définis dans la fenêtre qui va afficher

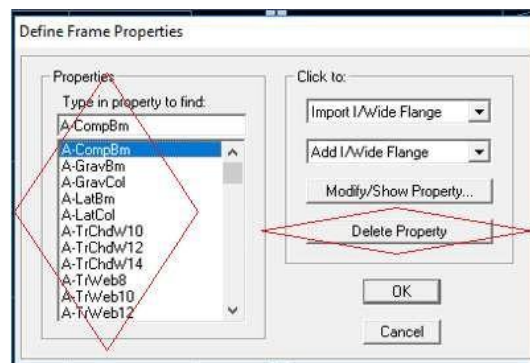


- La troisième étape consiste à définir chaque élément de la structure : les poteaux, les poutres principales et secondaires, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

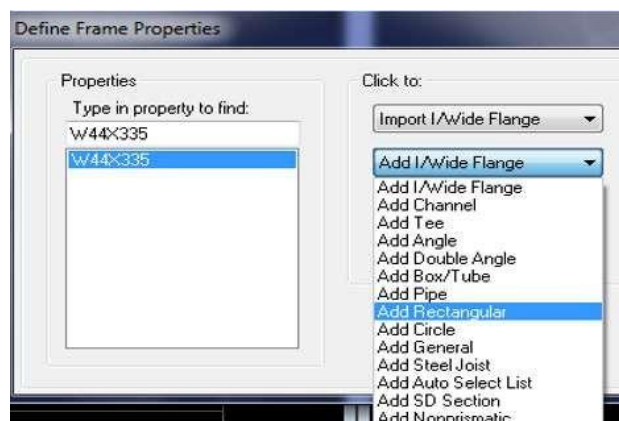
Pour les Poutres, poteaux et poutrelle :

On clique sur **Define** ➡ **Frame sections**

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis on clique sur **Delete Property**

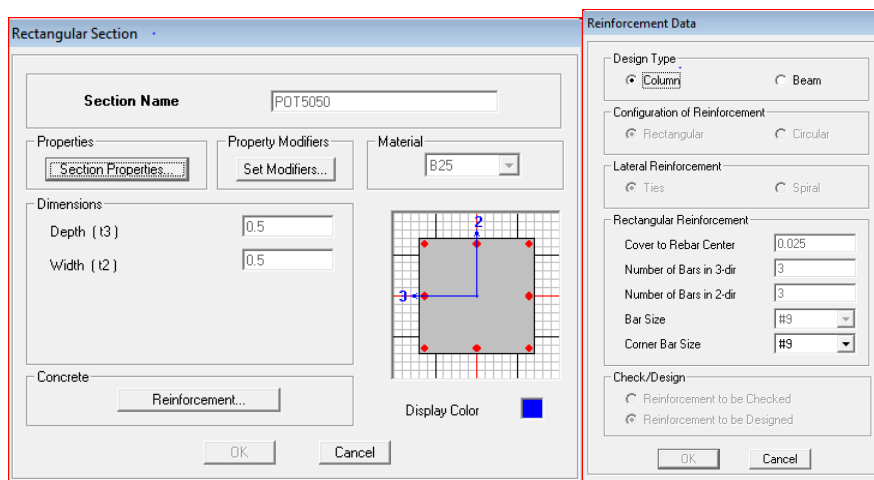


Pour introduire les coffrages des poutres, des poteaux et poutrelle on clique sur **Add I/Wide Flange** puis **Add Rectangular**



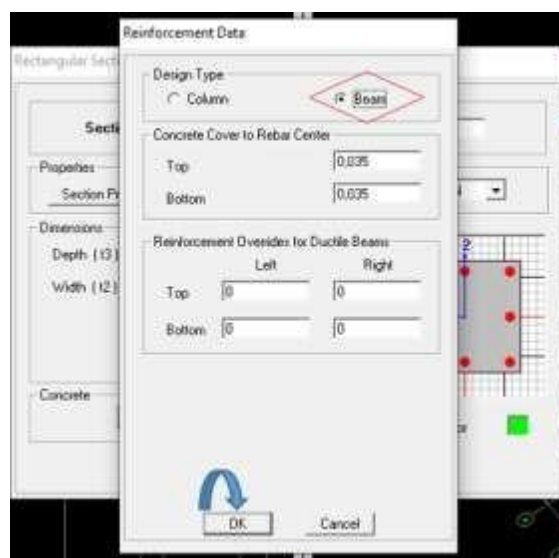
La fenêtre ci dessous va s'afficher et on introduire :

- Poutres principales 30x40cm²
- Poutres palière 30x35cm²
- Poutre secondaire 30x35cm²
- Poteaux S.S.RDC 1^{ème} étage 50x50cm²
- Poteaux 2^{ème}, 4^{ème} étage 45x45 cm²
- Poteaux 5^{ème}, 7^{ème} étage 40x 40 cm²

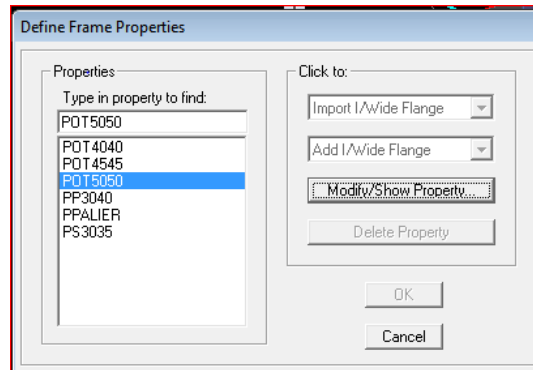


Remarque :

Pour les poutres la même chose que les poteaux, sauf qu'au lieu de cocher **column** on va cocher **beam**.



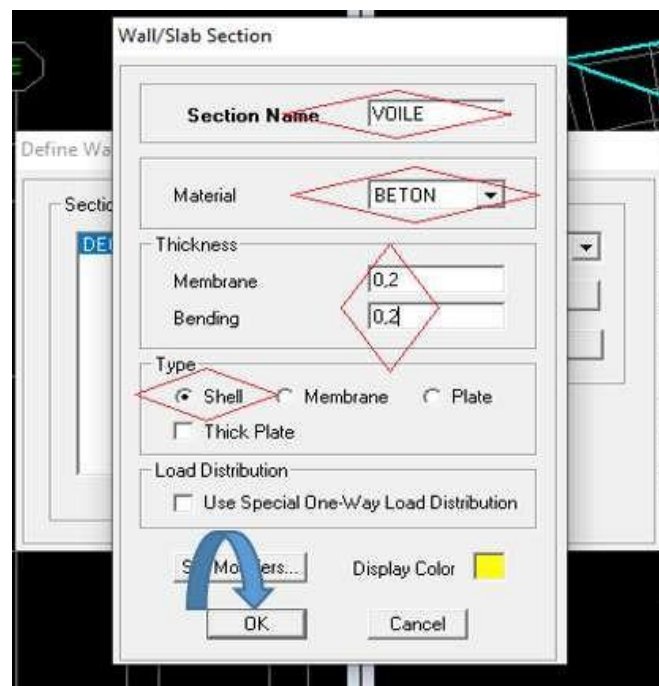
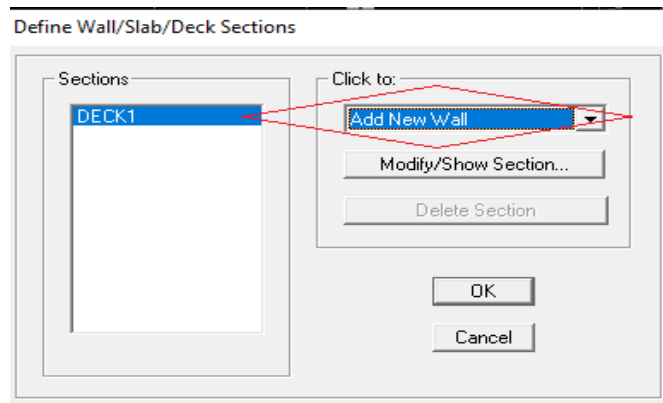
Après avoir introduit les poutres, les poteaux et les poutrelles qu'on aura besoin dans notre structure on clique sur **ok**.



Pour les Dalles pleines, voiles et raidisseurs :

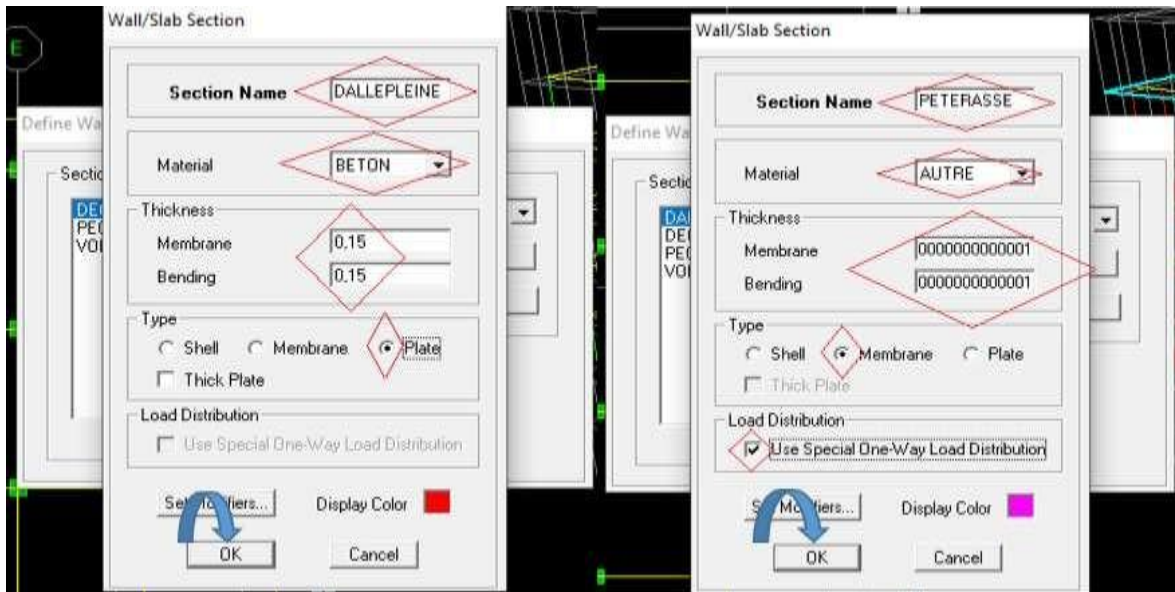
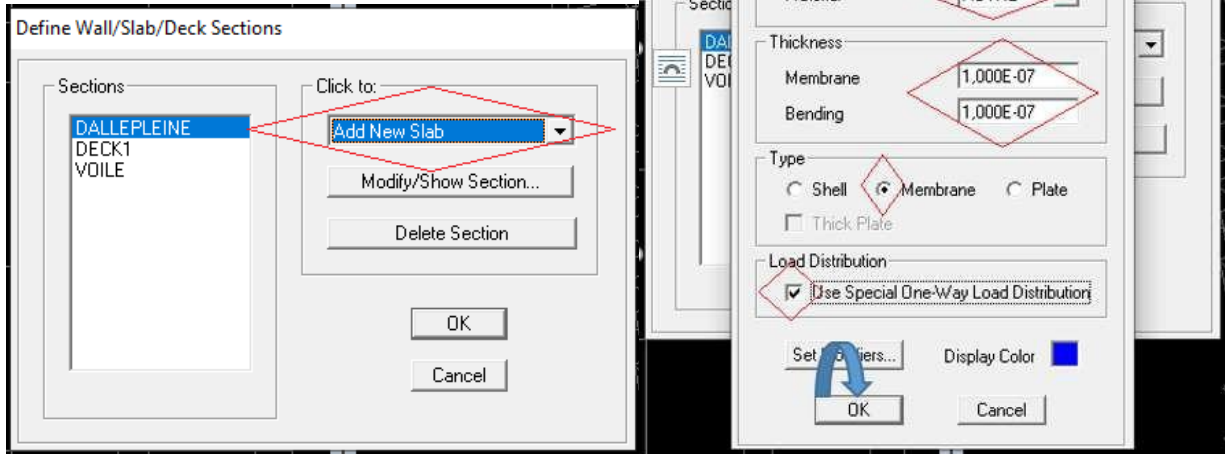
On clique sur **Define** → **Wall/slab/Deck Sections**

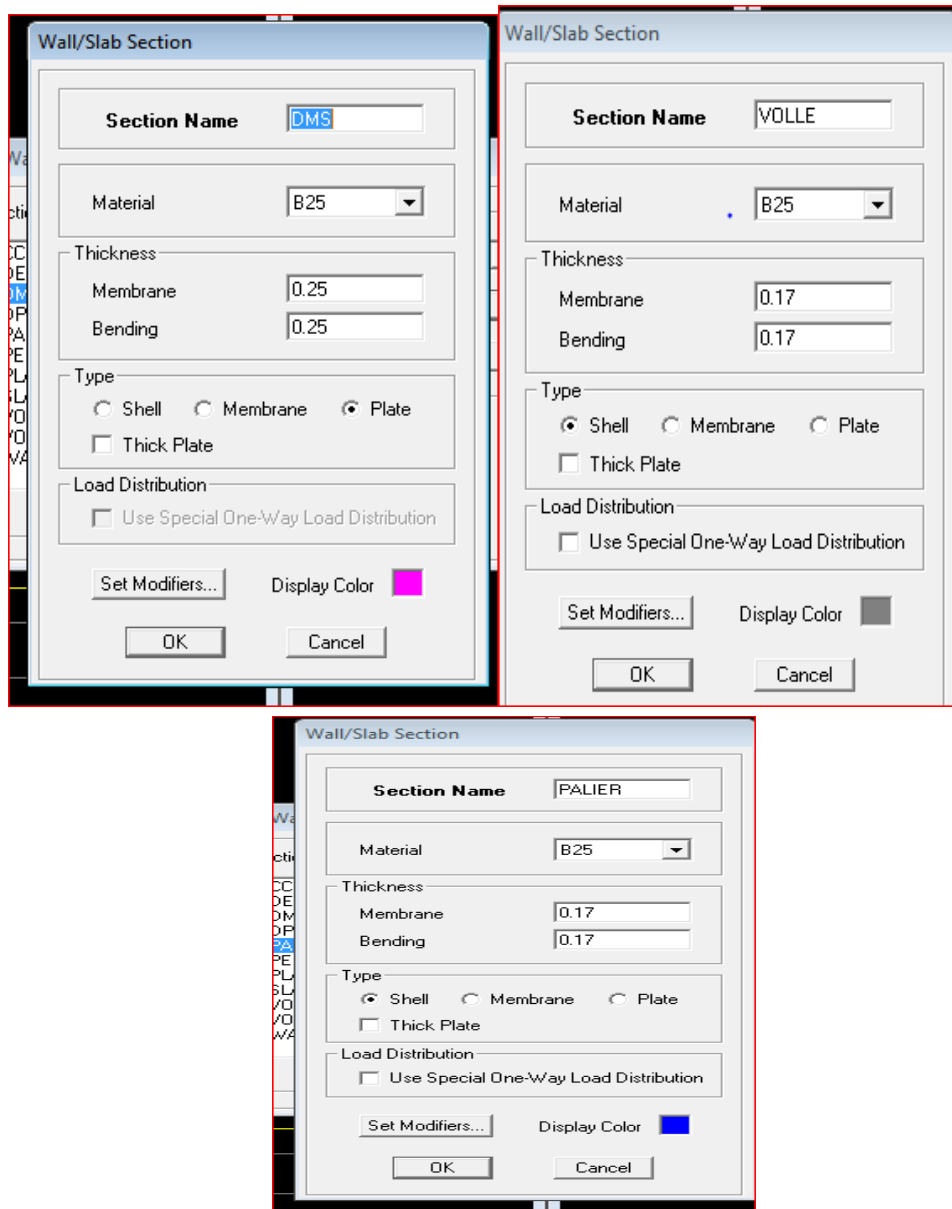
On va sélectionner **Add New Wall** pour définir les voiles.



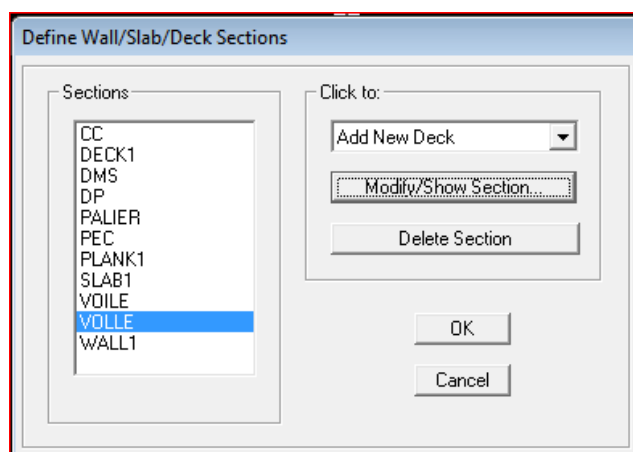
On va sélectionner **Add New Slab** pour définir les plancher des étages courants, la terrasse et

les dalle pleines.





Après avoir introduit les plancher des étages courants, la terrasse et les dalle pleines qu'on aura besoin dans notre structure on clique sur **ok**.



- La quatrième étape consiste à l'affectation des éléments définis au modèle Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes

Suivantes :

- ✓ Pour les poteaux :

On clique sur **create columns** () Une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans


Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- De RDC au première étage (50x50) cm²
- De deuxième étage au quatrième étage (45x45) cm²
- De cinquième étage au septième étage (40x40) cm²

Properties of Object		Properties of Object	
Property	POT5050	Property	POT4040
Moment Releases	Continuous	Moment Releases	Continuous
Angle	0.	Angle	0.
Plan Offset X	0.	Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.	Plan Offset Y	0.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

- ✓ Pour les poutres :

On clique sur **create lines** () Une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer.

- Poutres principales (30x40) cm²
- Poutres secondaires (30x35) cm²
- Poutre palière (30x35) cm²

Properties of Object		Properties of Object	
Type of Line	Frame	Type of Line	Frame
Property	PP	Property	PS
Moment Releases	Continuous	Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.	Plan Offset Normal	0.

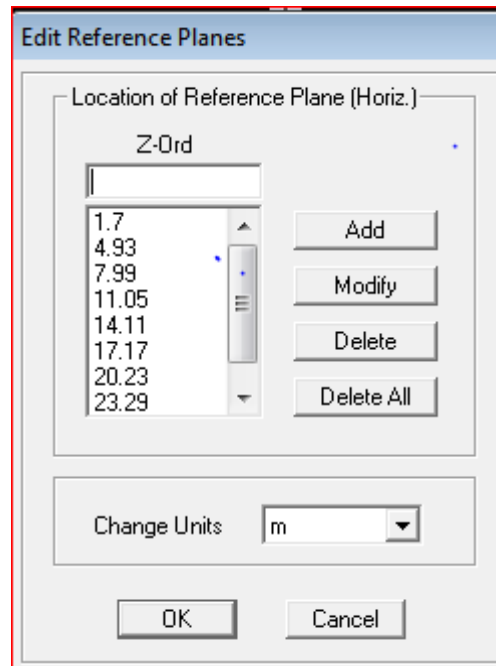
Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

Remarque :

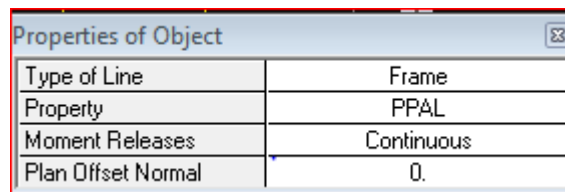
Pour la poutre palière on doit d'abord définir des inters étages pour ensuite le placer conformément selon le plan d'architecte.

Sur l'espace du travail on clique sur le bouton droit de la souris une fenêtre va s'ouvrir, on

sélectionne **Edit Reference Plane** et on introduit les valeurs des inters étages en cliquant sur **Add** puis **OK**.



La même étape que les autres poutres pour sélectionner la poutre palière.

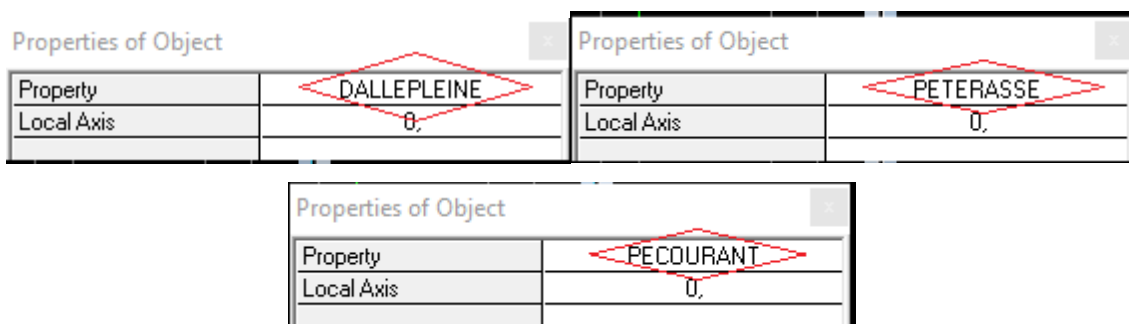


Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

- ✓ Pour les dalles pleines et les planchers :




On clique sur **create areas** () Une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property** le type de plancher (plancher étage courant, plancher étage terrasse) ou dalle pleine à placer.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

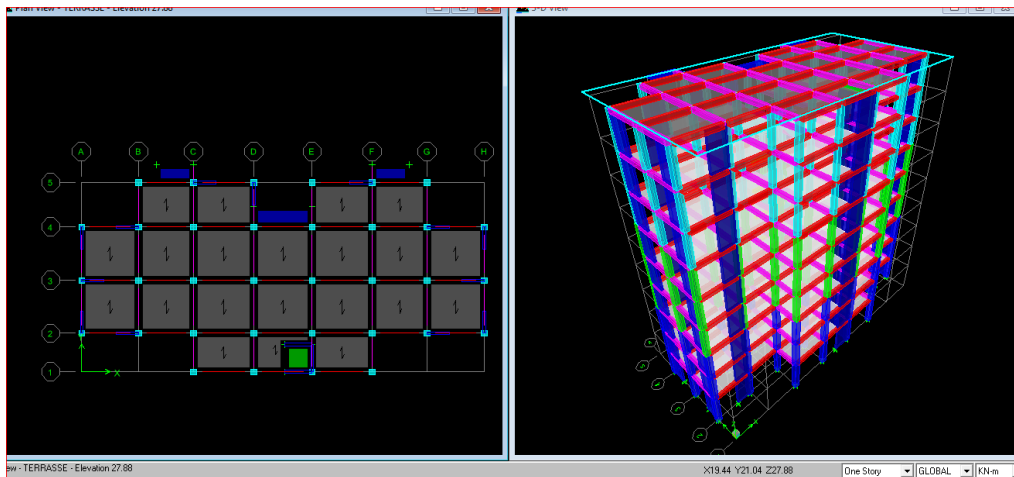
Remarque : même étape pour les planchers.

Pour les balcons rectilignes et l'espace vide de l'ascenseur on va sélectionner

Draw Areas () dans la boîte de dialogue puis on sélectionne le type à placer dans

Property ensuite on fait le contour de type qu'on avait choisi.

Toutes les étapes précédentes nous feront aboutir à la structure suivante :



- **La quatrième étape** consiste à la définition des charges statiques (G et Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation (**Q**) pour les définir on clique sur **Define** puis **Static Load Casesb**, on clique sur **modifyLoad** pour modifier comme suite :

Charges permanentes : **Load (Nom de la charge) : G**

Type : **DEAD (permanente)**

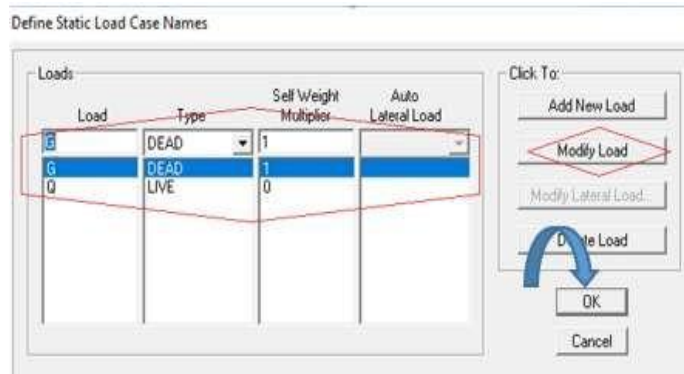
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges : **Load (Nom de la charge) : Q**

Type : **LIVE (exploitation)**

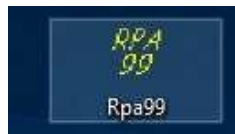
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**

Puis **OK**.



- **La cinquième étape** consiste à l'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. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T . On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leurs cases respectives

- ✓ Zone III : zone de sismicité élevée (Alger)
- ✓ Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- ✓ Facteur de qualité Q
- ✓ Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
- ✓ Classification des systèmes de contreventement $R=3,5$ et l'amortissement=10 % (selon R)

Dans notre cas : $Q=1+\sum 6q = 1+0,05+0,05=1,10$ dans les deux sens (x-x) et (y-y). Conditions minimales sur les files de contreventement

- ✓ Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- ✓ Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou

bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité. Condition vérifiée.

Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan est satisfaite. Condition vérifiée.

Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Condition vérifiée.

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Condition vérifiée.

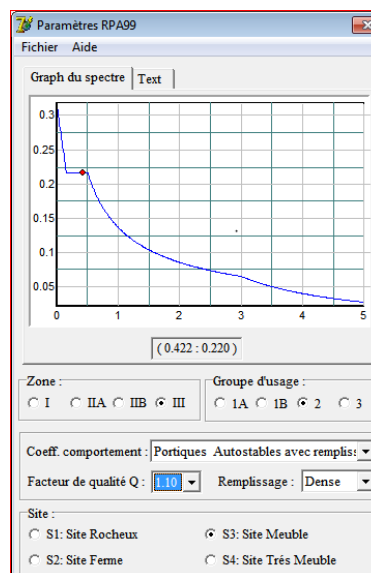
Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :

Ces deux critères on ne leur fait pas confiance depuis le séisme de 2003. Condition vérifiée

Critère q	Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	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	Non	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0
TOTAL		1,10

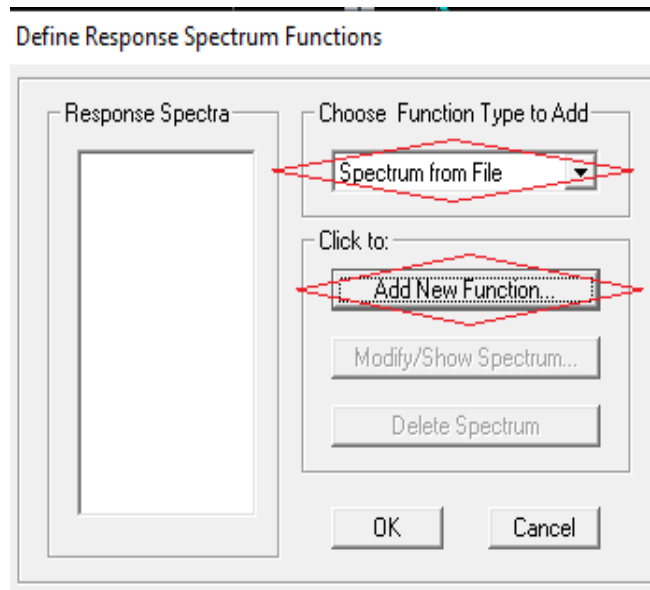
Pour le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est repris uniquement par les voiles donc on prend $R=5$ implique que l'amortissement =10%.

Après avoir introduit toutes les données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

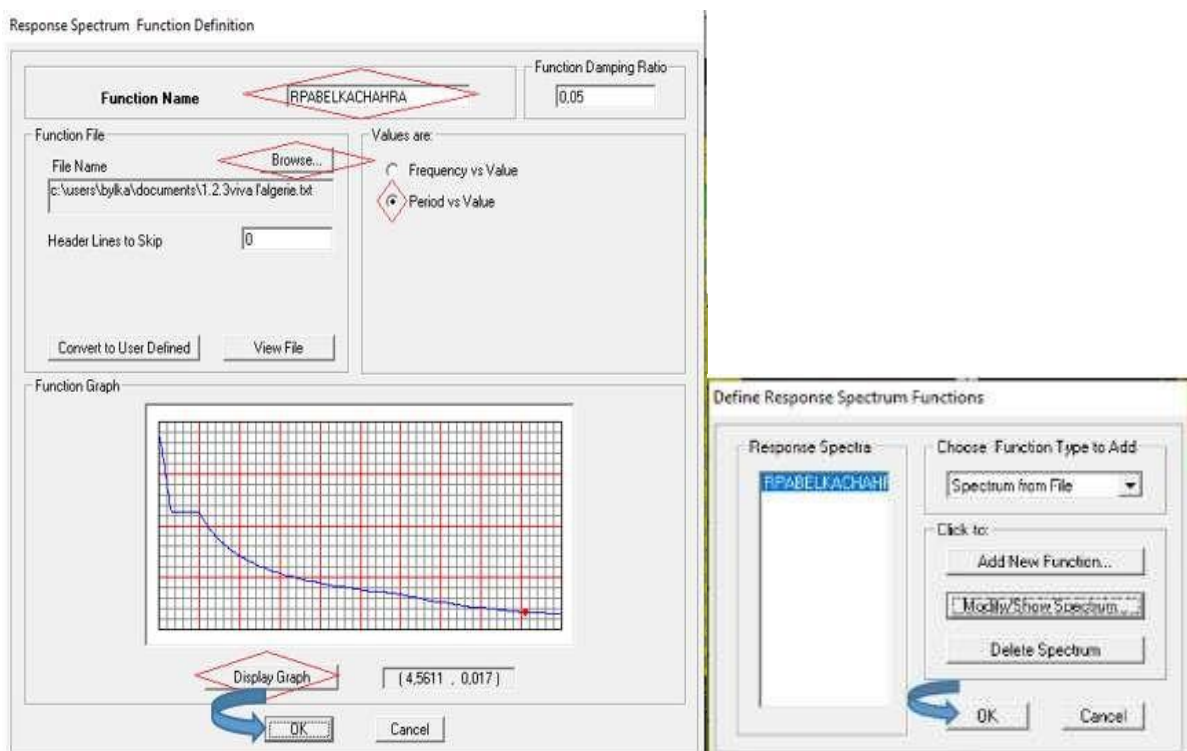


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Function** on sélectionne **Spectrum from** → **file Add New Funtion**



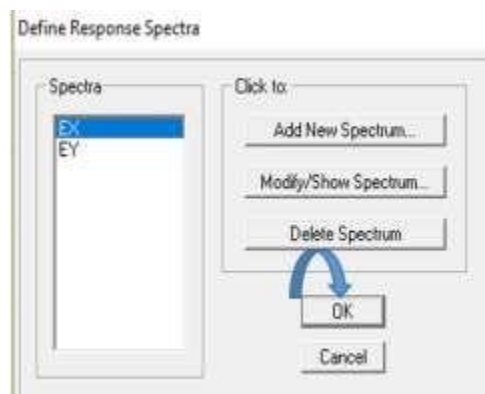
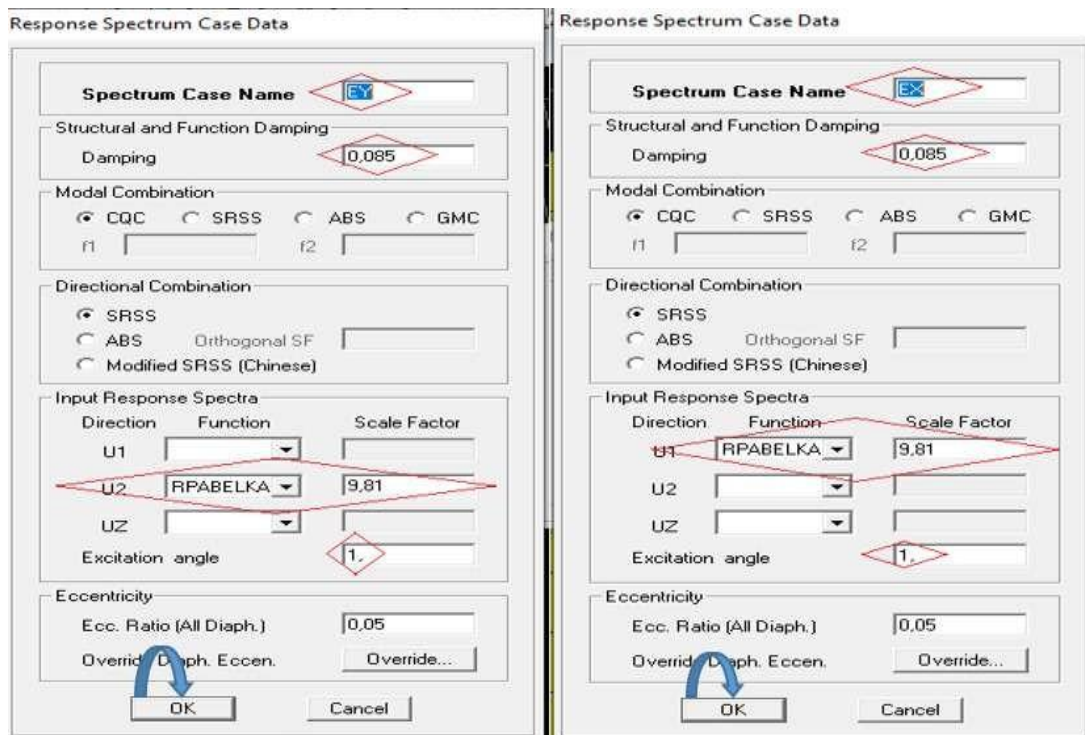
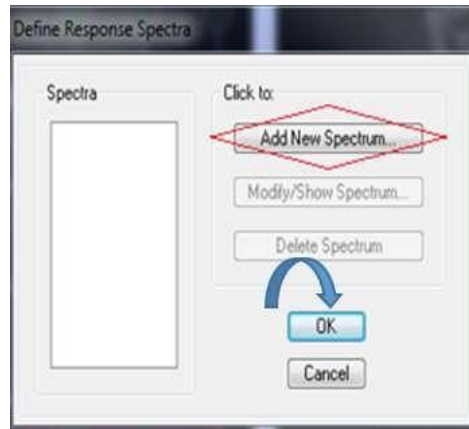
Une fenêtre va s’ouvrir on donne un nom pour **le fichier de RPA99** puis on va coucher **period vs value**, on clique sur **browse** pour introduire notre spectre qu’on avait enregistré puis **Display Graph** et on va valider **ok**.



La sixième étape consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** → **Add New Spectrum**

Pour **Ex** une autrefois pour **Ey** avec la même étape puis **OK**.



La septième étape consiste à la définition de la masse sismique.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur du coefficient de pondération β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

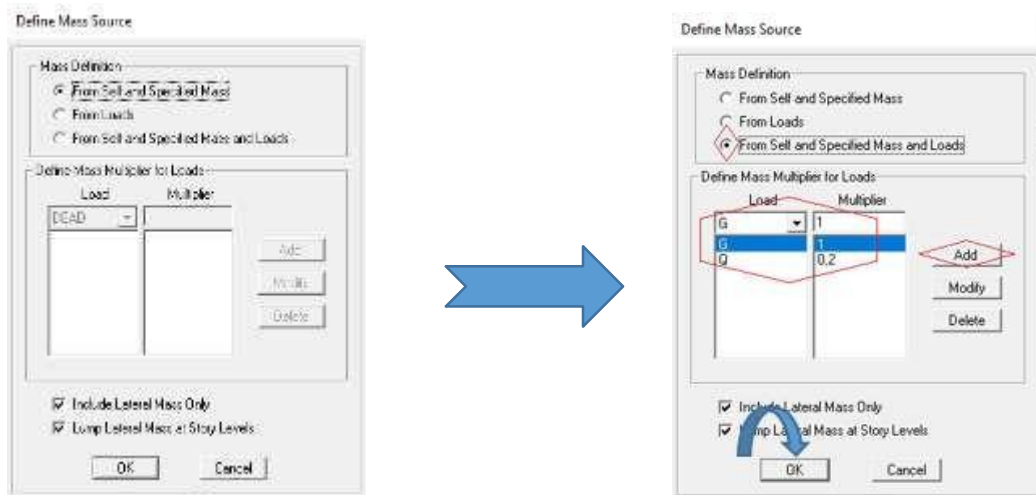
Pour introduire ces masses dans ETABS on clique sur **Define** → **Mass source from** →

Self and Specified Masse and Loads.

Choisir **G** dans **load** et introduire 1 dans Multiplier et cliquer sur **Add**

Choisir **Q** dans la **load** et introduire 0,2 dans Multiplier et Cliquer sur **Add**

Valider avec **OK**.



La huitième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Pour introduire ces combinaisons des charges dans **ETABS** on clique sur

Define → **Load combinassions**

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add** New Combo, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients. Par exemple pour **l'ELU (1.35G+1.5Q)** :

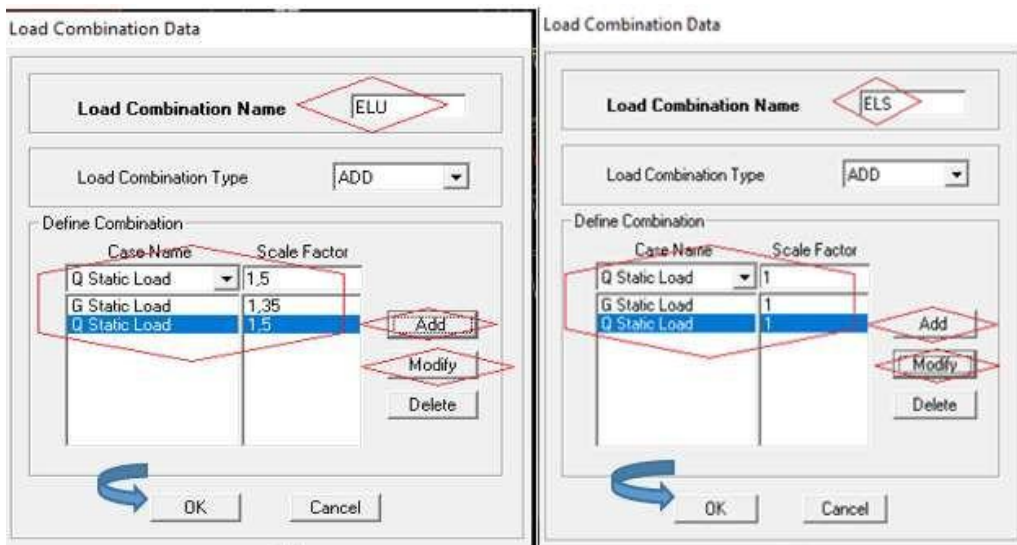
Choisir **G** dans Case Name et introduire 1.35 dans **Scale** Factor et cliquer sur **Add** Choisir **Q** dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale** Factor et Cliquer sur **Add** Valider avec **OK**.

Remarque :

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail, on revient vers lafenêtre de **Define Load** combinations.

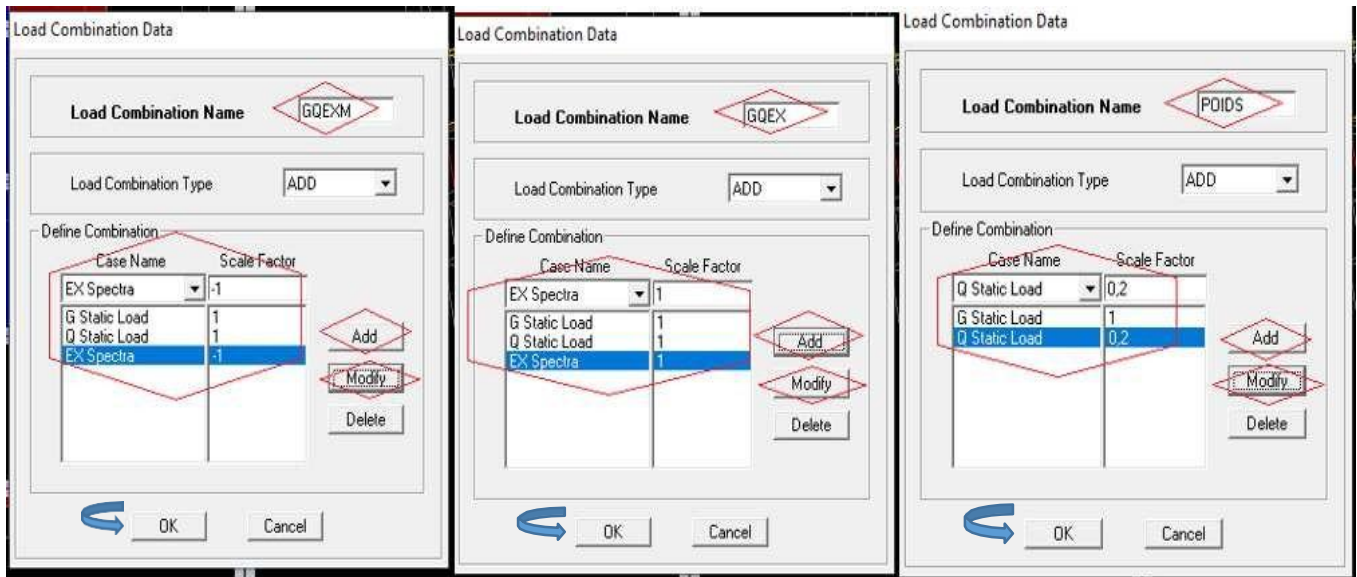
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**.

***Combinaisons aux états limites :**

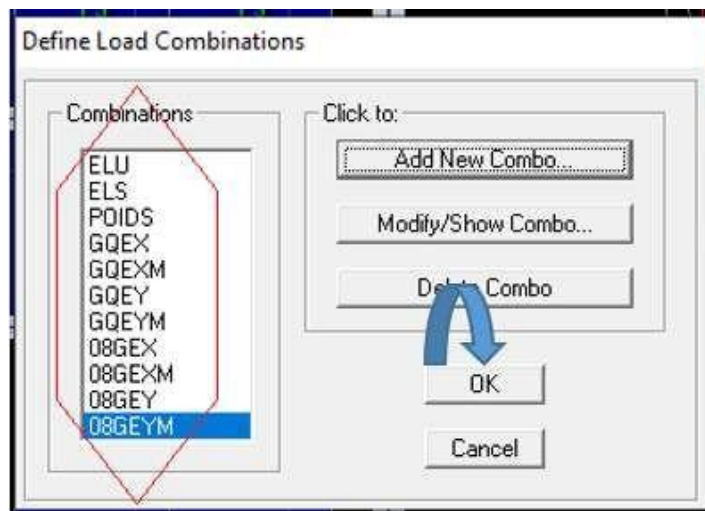


***Combinaisons accidentelles du RPA :**





Après avoir introduit toute les combinaisons on clique sur ok pour les valider.

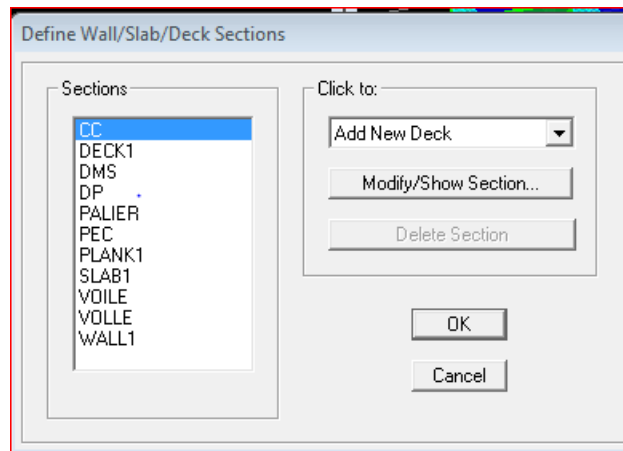


La neuvième étape consiste au chargement des éléments.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5,83	1
Plancher étage courant	5,48	1,5
Dalle pleine (Balcon)	1,86	3,5
Poutres secondaires intermédiaire	$7,48 \times 0,65 = 4,86$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$
Poutre secondaire de rive	$7,48 \times 0,65 / 2 = 2,43$	$1,5 \times 0,65 / 2 = 0,48$

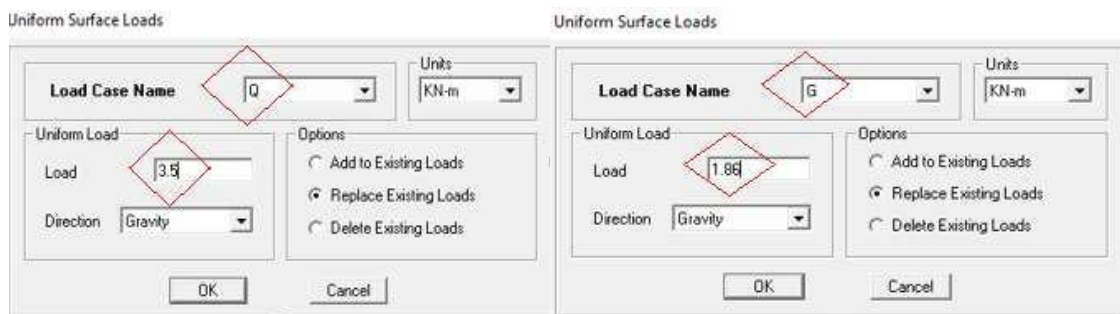
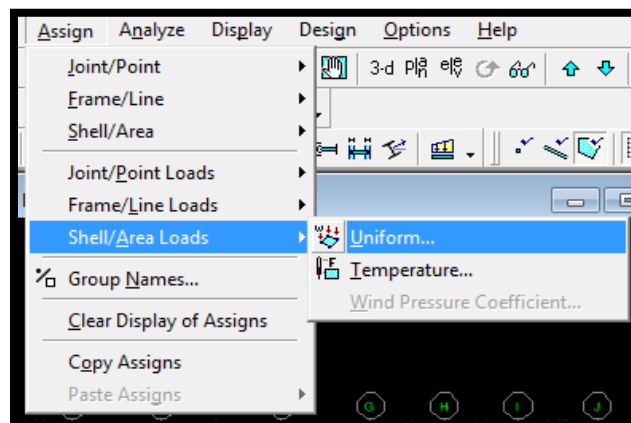
Pour le chargement des planchers et les dalles pleines :

Nous allons cliquer sur select puis by **wall/Slab/Deck** Sections, on choisit ce qu'on veut charger



Assign puis **Shell/area /loads** ensuite Uniform et on introduit les valeurs des charges et surcharges.

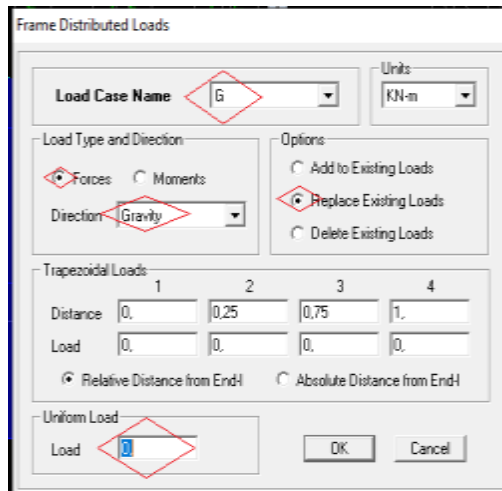
Par exemple la dalle pleine :



Pour le chargement des poutres secondaire :

Après avoir sélectionné les poutres secondaires de rives, on clique sur **Assign** puis **Frame/Line Loads**, Dans la boite de dialogue qui apparaît-on aura à spécifier :

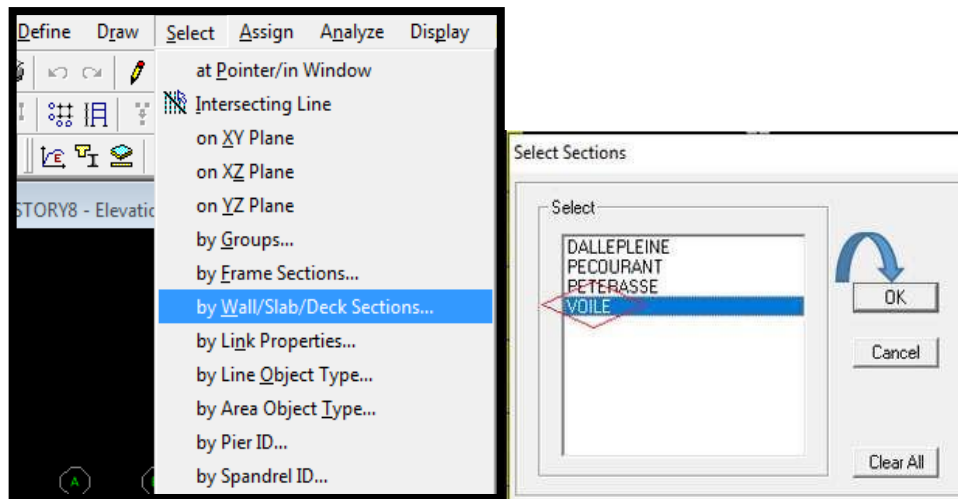
- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



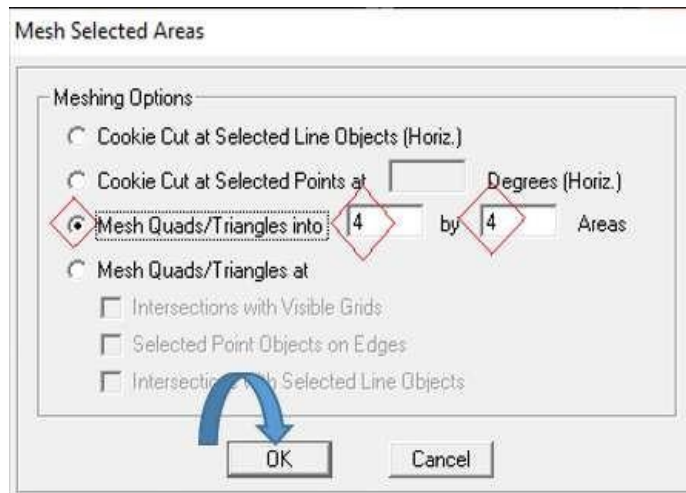
Remarque : on fait la même étape pour les poutres secondaire intermédiaires.

La dixième étape consiste à faire le maillage pour les voiles.

Pour cela on clique sur **Select** puis by **wall/Slab/Deck Sevtions** pour sélectionner tous lesvoiles puis **ok**.



Ensuite on clique sur **Edit** puis **Mesh Areas** puis une fenêtre va s'ouvrir on va sélectionner **Mesh Quads/Triangles into** et on choisit sur combien on veut faire notre maillage puis **ok**.

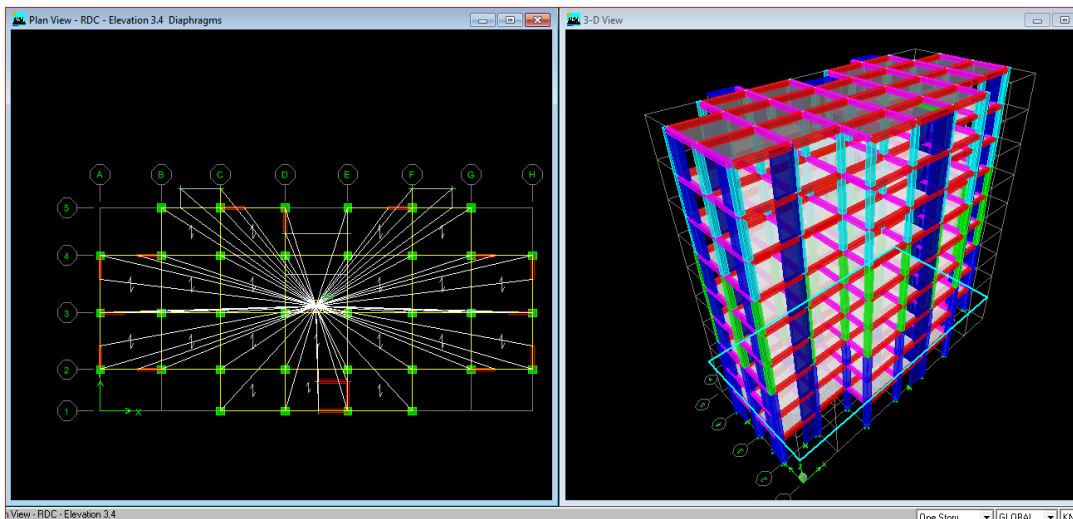


La dixième étape consiste à l'Attribution des diaphragmes au différent plancher dumodèle.

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 diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par ETABS.

On va sélectionner la vue en plan du premier étage, puis **Define** ensuite **Diaphragm** et on valide **OK**.

Le premier diaphragme apparaît alors

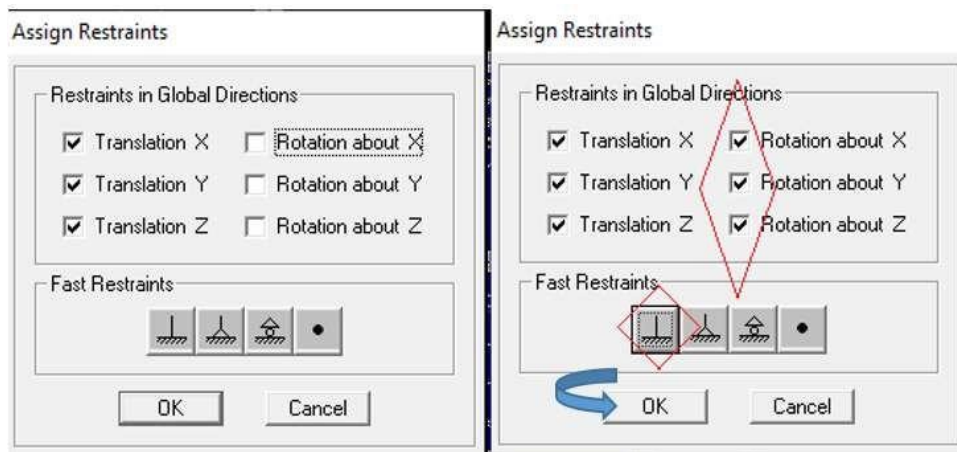


Remarque : Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en cliquant sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.

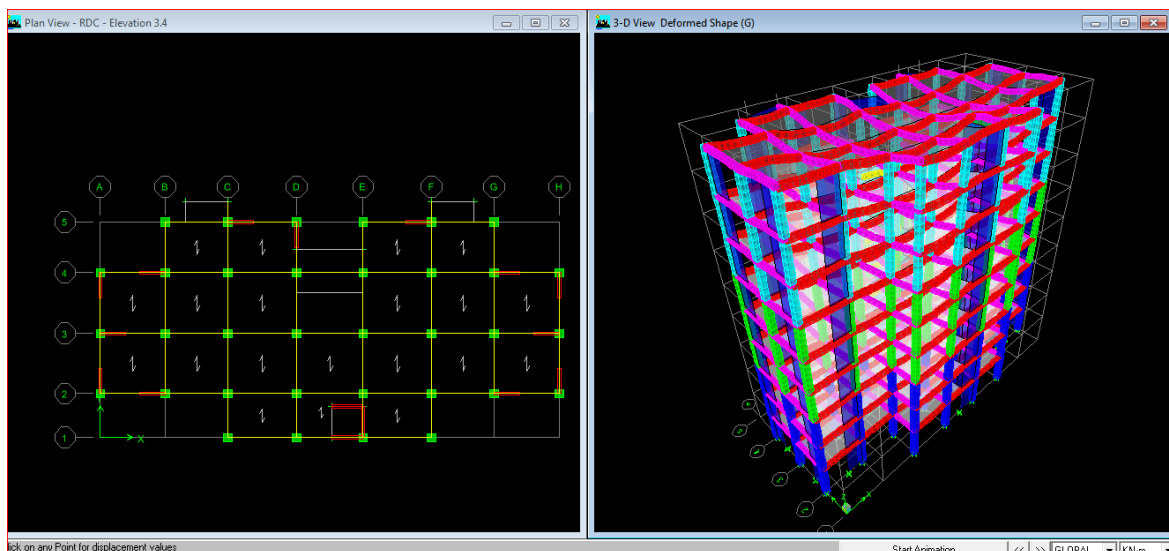
La onzième étape consiste à définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour le faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône



La fenêtre suivante s'affiche, on clique sur ok.



La douzième étape Exécution, on clique sur f5 et le logiciel ETABS va faire l'analyse de notre structure.



Chapitre VI
Vérification aux exigences du RPA
2003

VI-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien R.P.A99 version 2003.

VI-2- La méthode de calcul

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale.
A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :

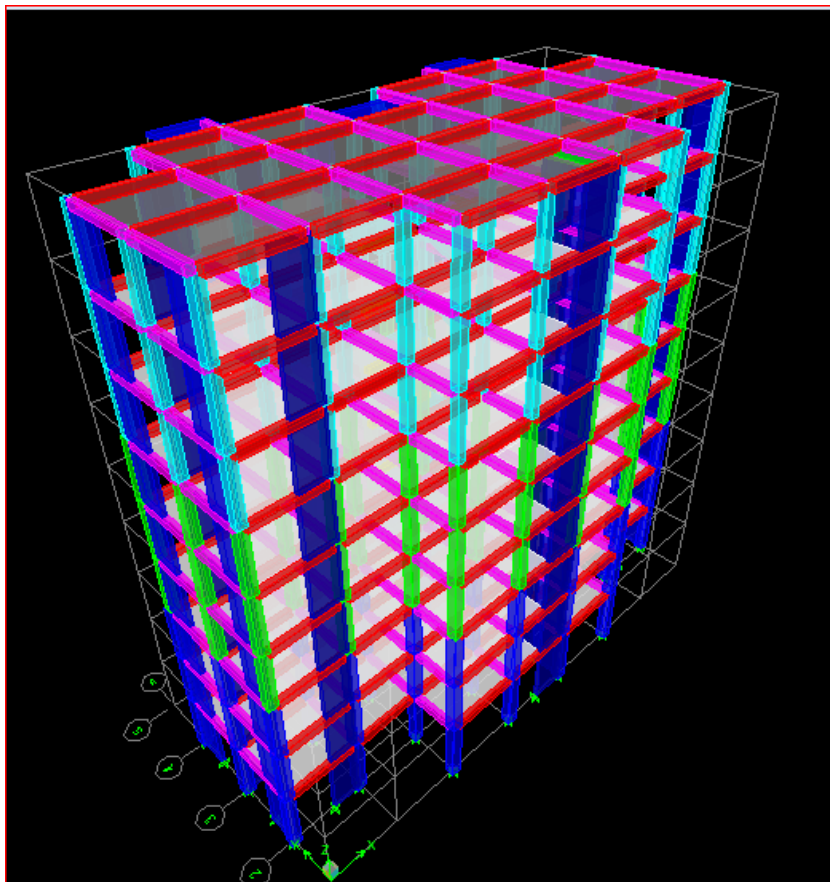


Figure VI.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.

VI-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens

VI-3-1- Nombre de modes à retenir

Le RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- ✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins

de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

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

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.715495	0.2007	71.9498	0.2007	71.9498	0.8909
2	0.641821	71.238	0.3612	71.4386	72.3111	2.3614
3	0.624488	2.3948	0.6555	73.8334	72.9666	70.8524
4	0.211381	0.0529	13.868	73.8863	86.8346	0.2939
5	0.192142	11.4549	0.1876	85.3412	87.0221	1.373
6	0.183617	1.713	0.2937	87.0542	87.3159	11.2559
7	0.102608	0.0544	5.3933	87.1086	92.7091	0.2109
8	0.093513	4.3551	0.204	91.4637	92.9132	0.9523
9	0.087286	1.1387	0.1018	92.6024	93.0149	4.4495
10	0.061214	0.0256	2.8847	92.6279	95.8996	0.0747
11	0.05456	2.4086	0.0731	95.0365	95.9727	0.596
12	0.050251	0.6503	0.0213	95.6868	95.994	2.456

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale : $T = 0,7154$ s.
- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).
- ❖ On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 27.88$ m.
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T = 0.050$

Donc :

$$T_{RPA} = 0,050(27.88)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,606 \text{ sec}$$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{ETABS} = 0,7154 \text{ s}$$

$$T_{RPA} = 1,3 \times 0,606 = 0,7878 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} = 0,7154 \text{ s} < T_{RPA} = 0,7878 \text{ s} \quad \text{condition verifier}$$

VI-3-2. Vérification de l'effort tranchant à la base

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1)}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1. Page 26 RPA2003

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
III	2	A= 0,25

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C _T	Hauteur de bâtiment	période T
T= C _t *(h _n) ^{3/4}	C _T =0,050 Tableau (4-6)	h _n = 27.88m.	T= 0,7878s.

3) Facteur d'amplification dynamique D : RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

Formule	<p>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</p> <p>$D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$</p> <p>$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$</p> <p>$D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$</p>
Paramètres	Valeur T ₂ : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où T ₂ =0,5.
	Valeur de ξ: RPA99 version 2003Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : ξ =8.5
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 07 = 0,81$
D	D =1,49

4) Facteur de qualité Q : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

Observation de critère	Q _x		Q _y	
	Oui	non	Oui	Non
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,0	0	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,0	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,0	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,0	0	0,1
Q=1+∑P_q	1,10		1,10	

5) Poids total W_t :

Poids total W _t	27489.99KN
----------------------------	------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{\text{Logiciel}} > 0,8 V_{\text{MSE}}$$

Tableau VI-2 : Vérification de la force sismique à la base.

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} > 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	4551.79KN	2289.89	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	4551.79KN	2117.1	Condition vérifiée

VI-3-3. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour poteau RDC) est donnée dans le tableau suivant ci – dessous :

poteaux	N _d (KN)	B (cm ²)	f _{c28} (KN/cm ²)	V	Observation
50*50	1821.04	2500	2,5	0,2913664	0.296809697 ≤ 0,3

VI-3-4. Déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

D’après le RPA 99 (Art 4-43) : $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k’’ par rapport au niveau k-1’’est égal à : $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Story	Diaphragm	Load	UX
TERRASSE	D9	EX	0.0161
ET7	D8	EX	0.0147
ET6	D7	EX	0.0132
ET5	D6	EX	0.0113
ET4	D5	EX	0.0093
ET3	D4	EX	0.007
ET2	D3	EX	0.0048
ET1	D2	EX	0.0026
RDC	D1	EX	0.0009

Tableau VI-3 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_x

ETAGE	δ _{ek}	R	δ _K	Δ _K	h _e	1%h _e	Observation
Terrasse	0.0161	5	0.0805	0.007	3.06	0,0306	condition vérifiée
ET6	0.0147	5	0.0735	0.0075	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	0.0132	5	0.066	0.0095	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	0.0113	5	0.0565	0.01	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	0.0093	5	0.0465	0.0115	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	0.007	5	0.035	0.011	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	0.0048	5	0.024	0.011	3.06	0,0306	condition vérifiée
RDC	0.0026	5	0.013	0.0085	3.06	0,0306	condition vérifiée
ENSOL	0.0009	5	0.0045	0.0045	3.40	0,034	condition vérifiée

Story	Diaphragm	Load	UX
TERRASSE	D9	EY	0.0188
ET7	D8	EY	0.0171
ET6	D7	EY	0.0151
ET5	D6	EY	0.0128
ET4	D5	EY	0.0104
ET3	D4	EY	0.0079
ET2	D3	EY	0.0053
ET1	D2	EY	0.003
RDC	D1	EY	0.001

Tableau VI-4 : Vérification de déplacements inter-étages suivant E_y.

ETAGE	δ_{ek}	R	δ_K	Δ_K	h_e	1% h_e	Observation
Terrasse	0.0188	5	0.094	0.0085	3.06	0,0306	condition vérifiée
ET6	0.0171	5	0.0855	0.01	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET5	0.0151	5	0.0755	0.0115	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET4	0.0128	5	0.064	0.012	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET3	0.0104	5	0.052	0.0125	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET2	0.0079	5	0.0395	0.013	3,06	0,0306	condition vérifiée
ET1	0.0053	5	0.0265	0.0115	3.06	0,0306	condition vérifiée
RDC	0.003	5	0.015	0.010	3.06	0,0306	condition vérifiée
ENSOL	0.001	5	0.005	0.005	3.06	0,0306	condition vérifiée

VI-3-5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Story	Load	Loc	VX	Story	Load	Loc	VY
TERRASSE	EX	Bottom	489.66	TERRASSE	EY	Bottom	468.92
ET6	EX	Bottom	880.62	ET6	EY	Bottom	832.29
ET5	EX	Bottom	1222.47	ET5	EY	Bottom	1141.91
ET4	EX	Bottom	1523.24	ET4	EY	Bottom	1410.25
ET3	EX	Bottom	1776.19	ET3	EY	Bottom	1635.35
ET2	EX	Bottom	1979.35	ET2	EY	Bottom	1819.33
ET1	EX	Bottom	2127.89	ET1	EY	Bottom	1956.77
RDC	EX	Bottom	2236.39	RDC	EY	Bottom	2061.22
ENSOL	EX	Bottom	2290.89	ENSOL	EY	Bottom	2117.1

Story	Load	Loc	P
TERRASSE	POIDS	Bottom	3025.88
ET6	POIDS	Bottom	5940.12
ET5	POIDS	Bottom	8854.36
ET4	POIDS	Bottom	11879.14
ET3	POIDS	Bottom	14903.92
ET2	POIDS	Bottom	17928.7
ET1	POIDS	Bottom	21077.03
RDC	POIDS	Bottom	24225.35
ENSOL	POIDS	Bottom	27489.99

Tableau VI.5 : Vérification de l'effet p-delta dans les deux sens.

Story	Hauteur	Poids	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_{kx} (m)	V_x [k((kN)	Θ_x	Δ_{ky} (m)	V_y [k((kN)	Θ_y
TR	3.06	3025.88	0.007	489.66	0.014	0.0085	468.92	0.017
ST 6	3.06	5940.12	0.0075	880.62	0.016	0.01	832.29	0.023
ST 5	3,06	8854.36	0.0095	1222.47	0.022	0.0115	1141.91	0.029
ST 4	3,06	11879.14	0.01	1523.24	0.025	0.012	1410.25	0.033
ST 3	3,06	14903.92	0.0115	1776.19	0.031	0.0125	1635.35	0.037
ST 2	3,06	17928.7	0.011	1979.35	0.032	0.013	1819.33	0.041
ST 1	3,06	21077.03	0.011	2127.89	0.035	0.0115	1956.77	0.040
RDC	3,06	24225.35	0.0085	2236.39	0.030	0.010	2061.22	0.038
ENS	3,40	27489.99	0.0045	2290.89	0.015	0.005	2117.1	0.019

VI.3.6. Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse bidimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Avec : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit que : $CM-CR \leq 5\% L_{\max} = 0.05 \times 27.15 = 1.35$

$\left\{ \begin{array}{l} CM : \text{centre de masse.} \\ CR : \text{centre de rigidité} \end{array} \right.$

➤ Sens longitudinal :

Tableau VI.6- Vérification de l'excentricité sens x-x.

Etage	Diaphragme	XCM	XCR	/CM-CR/	5% Lx	Vérification
ENSOL	D1	13.563	13.87	-0.307	1.35	Cv
RDC	D2	13.561	13.997	-0.436	1.35	Cv
ET 1	D3	13.561	14.022	-0.461	1.35	Cv
ET 2	D4	13.561	14.005	-0.444	1.35	Cv
ET 3	D5	13.561	13.971	-0.41	1.35	Cv
ET 4	D6	13.56	13.932	-0.372	1.35	Cv
ET 5	D7	13.56	13.888	-0.328	1.35	Cv
ET 6	D8	13.554	13.84	-0.286	1.35	Cv
TERRASSE	D9	13.551	13.81	-0.249	1.35	Cv

➤ Sens transversal :

Tableau VI.7 : Vérification de l'excentricité sens y-y.

Etage	Diaphragme	YCM	YCR	/CM-CR/	5% Lx	Vérification
ENSOL	D1	6.593	6.149	0.444	1.35	Cv
RDC	D2	6.595	6.184	0.411	1.35	Cv
ET 1	D3	6.595	6.264	0.331	1.35	Cv
ET 2	D4	6.595	6.34	0.255	1.35	Cv
ET 3	D5	6.595	6.408	0.187	1.35	Cv
ET 4	D6	6.595	6.466	0.129	1.35	Cv
ET 5	D7	6.588	6.522	0.066	1.35	Cv
ET 6	D8	6.684	6.581	0.103	1.35	Cv
TERRASSE	D9	6.823	6.631	0.502	1.35	Cv

Conclusion :

D'après les résultats obtenus on peut conclure que toutes les vérifications de RPA effectuées sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VII
Ferraillage des éléments
structuraux

VII.I. Ferrailage des poutres

VII.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront donnés par les combinaisons décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\checkmark \quad 1,35G + 1,5Q \} \text{ELU} - \text{BAEL 91}$$

$$\checkmark \quad \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

Les vérifications se feront à l'ELS avec la combinaison suivante :

$$\checkmark \quad G+Q \rightarrow (\text{ELS-BAEL})$$

VII.1.2. Recommandations du RPA99/ version 2003

A) - Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%. $\square \cdot h$
 - Poutres principales (30 x 40) : $\square_{\text{min}} = 0,005 \times 30 \times 40 = \mathbf{6\text{cm}^2}$
 - Poutre secondaires (30 x 35) : $\square_{\text{min}} = 0,005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25\text{cm}^2}$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone courante est de 4%. $b \cdot h$
 - Poutres principales (30 x 40) : $A_{\text{max}} = 0,04 \times 30 \times 40 = \mathbf{48\text{cm}^2}$
 - Poutre secondaires (30 x 35) : $A_{\text{max}} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42\text{cm}^2}$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone de recouvrement est de 6%. $\square \cdot h$
 - Poutres principales (30 x 40) : $A_{\text{max}} = 0,06 \times 30 \times 40 = \mathbf{72\text{cm}^2}$
 - Poutre secondaires (30 x 35) : $A_{\text{max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63\text{cm}^2}$

Les sections maximales et minimales d'armatures dans les poutres sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : les sections minimales d'armatures dans les poutres.

	A_{min} (cm²) 0.9%bh	A_{max} (cm²)	
		Zone de recouvrement	Zone courante
Poutre principale	6	72	48
Poutre secondaire	5.25	63	42

- La longueur minimale de recouvrement est de : **50 Ø** en zone III.
- 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 doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B) - Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale (zone courante).}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.3 Calcul des armatures longitudinales

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; **c'** : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

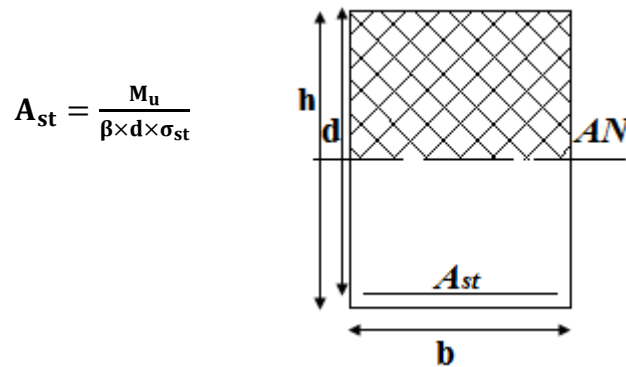
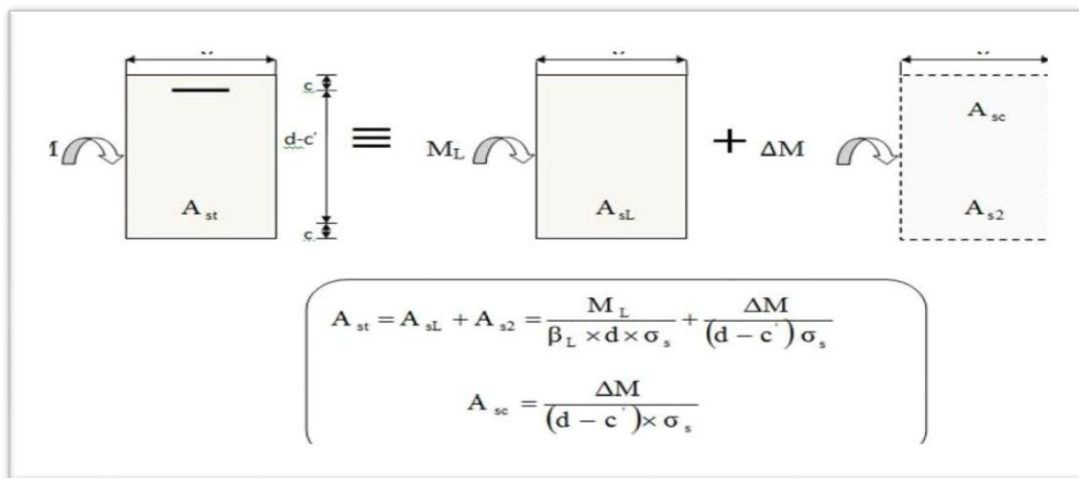


Figure VII-1 : Section simplement armée.

2^{ème} cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau VII-2 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs

	γ_b	f_{c28} [Mpa]	f_{bu} [Mpa]	γ_s	F_e [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,50	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21.74	1	400	400

Les efforts internes dans les poutres

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont :

2) Ferrailage des poutres à l'ELU

❖ Poutres principales

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{112.284 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21.74} = 0.119 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.119 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.936$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{112.284 \times 10^3}{0,936 \times 38 \times 400} = 7.89 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{132.228 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21.74} = 0,140 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,140 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.926$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{132.228 \times 10^3}{0,926 \times 38 \times 400} = 9.18 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres secondaires

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{62.556 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21.74} = 0,0881 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,0881 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,954$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{62.556 \times 10^3}{0,954 \times 33 \times 400} = 4.97 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{63.758 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21.74} = 0,0898 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,0898 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63.758 \times 10^3}{0,953 \times 33 \times 400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

❖ Ferrailage des Poutres principales (30 x 40)

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres principales.

		Moments (KN.m)		μ	β	Obs	Comb	A_{st} (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
	Travées	M_u	112.28	0.119	0.936	S.S.A	GQEX MIN	7.89	3HA14 (fil)+ 3HA12 (chap)	8.01
			4							
	Appuis	M_{ap}	132.22	0.140	0.926	S.S.A	0.8GEX MAX	9.18	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.23

❖ Ferrailage des Poutres Secondaire (30 x 35)

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaires.

VI.1.4. Vérification à l'ELU

		Moments (KN.m)		μ	β	Comb	Obs	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
	travée	M_u	62.556	0.088 1	0.954	GQEY MIN	S.S. A	4.97	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	5.65
	appuis	M_{ap}	63.758	0.089 8	0.953	GQEY MIN	S.S. A	5.07	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	5.65

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{ad} \geq A_{min}$

➤ Calcul de la section minimale

$$A_{min} = \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres Secondaire : } A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

D'où : La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } \tau_u = \frac{127,06 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,11 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{48,3 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,48 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.}$$

c) Influence de l'effort tranchant

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{On se doit de vérifier la relation : } T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } T_u = 127,06 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } T_u = 48,3 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ KN}$$

➤ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.32 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$ la vérification n'est pas nécessaire.

$$\text{Poutres principales : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 127.06 - \frac{132.228}{0,9 \times 0,38} = -259.57 < 0$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48.3 - \frac{63.758}{0,9 \times 0,33} = -166.37 < 0$$

\implies Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{127.06 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 263.76} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.40 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times (12) = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.3 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 188.4} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

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

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

➤ Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

➤ Pour les \emptyset_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

✓ Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$

✓ Pour les \emptyset_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

f)-Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

➤ Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 Art A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

✓ Poutres principales (30×40) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) = \min(1,14; 1,4; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

✓ Poutres secondaires (30×35) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \phi_l; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1,4; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $\phi_t = 0,8 \text{ cm}$, soit **4HA8 = 2,01 cm²**

➤ Calcul de l'espacement S_t :

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12 \phi; 30\text{cm}\right)$$

✓ Poutre principales de (30x40) : $S_t=10 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Poutre secondaire de (30x35) : $S_t=8.75 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h_t}{2}$$

✓ Poutre principales de (30x40) : $S_t=20 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Poutre secondaire de (30x35) : $S_t=17.5 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon l'RPA 99 : la section d'armatures transversale doit vérifier

✓ Poutre principales

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ Poutre secondaire

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$$

g) Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003)

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

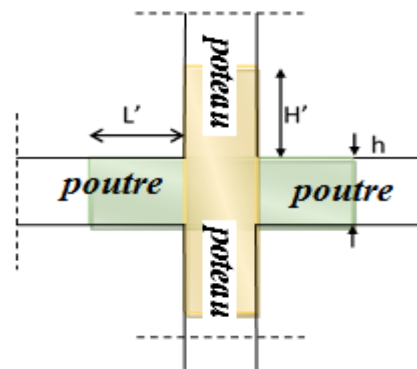


Figure VI.2 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

$$✓ \quad h' = \max (66,66; 55; 60; 60 \text{ cm}) = 66,66 \text{ cm}.$$

$$✓ \quad \text{Poutre Principale } l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}.$$

$$✓ \quad \text{Poutre Secondaire } l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.5 Vérification a L'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5.1]

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Etabs : $f_{\text{etab}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ **Poutres principales :**

$$F_{\text{etab}} = 0,003405 < \bar{f} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$F_{\text{etab}} = 0,003405 < \bar{f} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

Vérifications du ferrailage des poutres à l'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$
 $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}	obs
principale	20.391	8.01	0,694	0,877	24.85	76.35	3.07	15	vérifiée
	41.997	9.23	0,799	0,868	20.98	137.85	6.57	15	vérifiée
secondaire	30.809	5.65	0,489	0,894	32.34	184.75	5,71	15	vérifiée
	53.292	5,65	0,489	0,894	32.34	319.57	9.88	15	vérifiée

Conclusion

❖ Poutres principales :

- En travée : **3HA14 filante + 3HA12 chapeau**
- Aux appuis : **3HA14 filante + 3HA14 chapeau**

❖ Poutres secondaires :

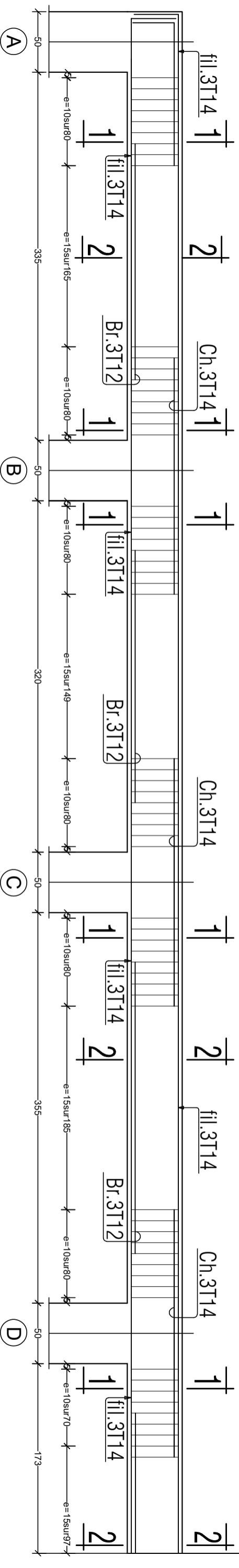
- En travée : **3HA12 filante + 2HA12 chapeau**
- Aux appuis : **3HA12 filante + 2HA12 chapeau**

Espacement en zone courante : 15 cm

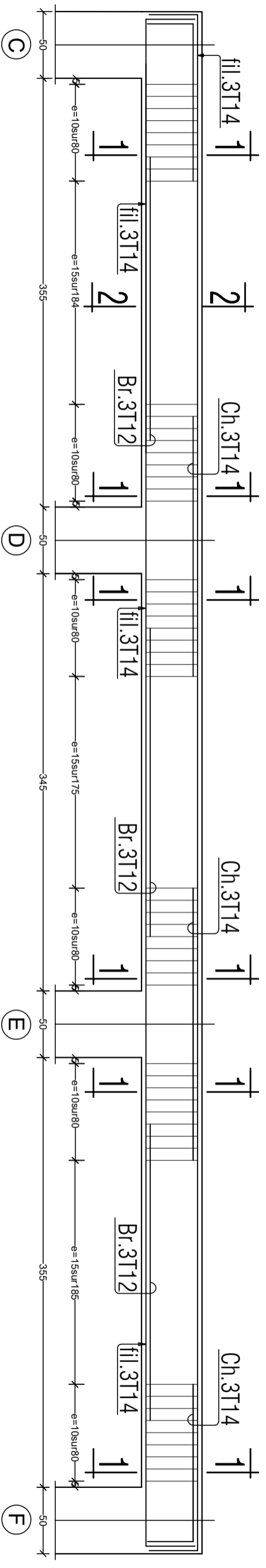
Espacement en zone nodale : 10 cm

POUTRES PRINCIPALES (30*40).

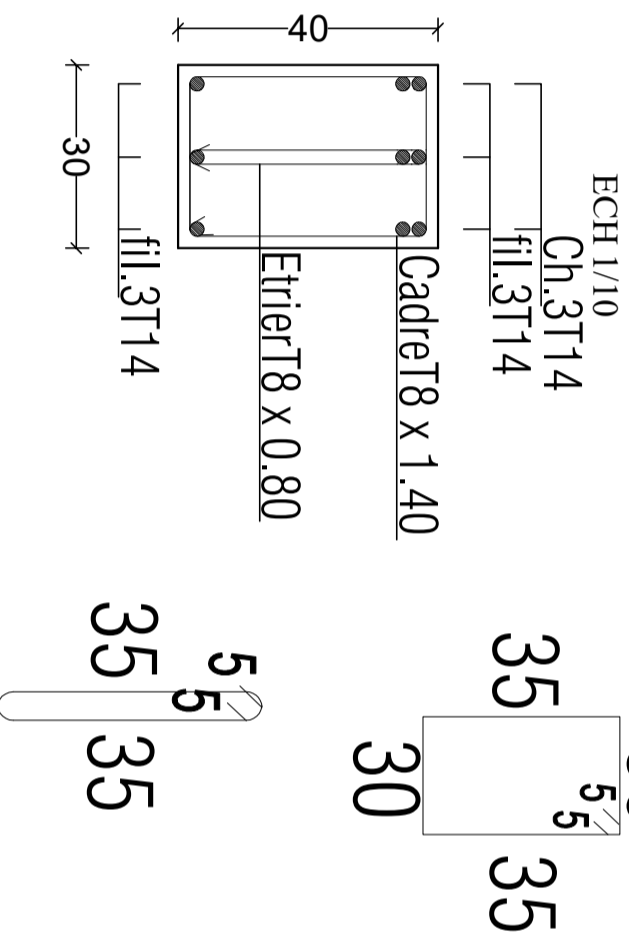
Poutre Principale.:(30x40);fil: *2*;3*;4*, - Niv. 3.40m.



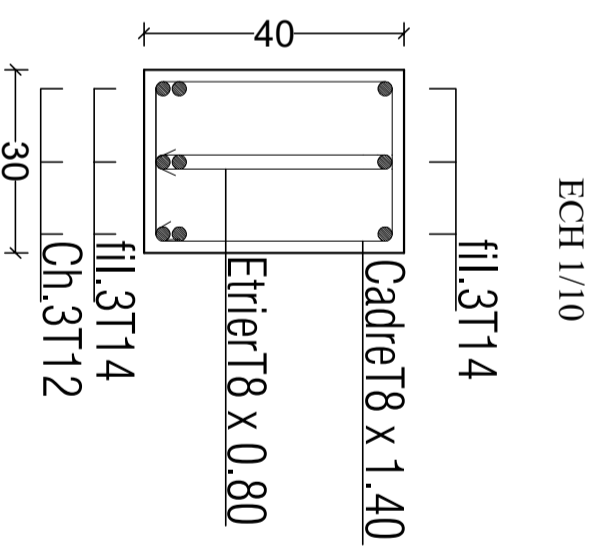
Poutre Principale.:(30x40);fil: *1*, - Niv. 3.40m.



COUPE 1-1

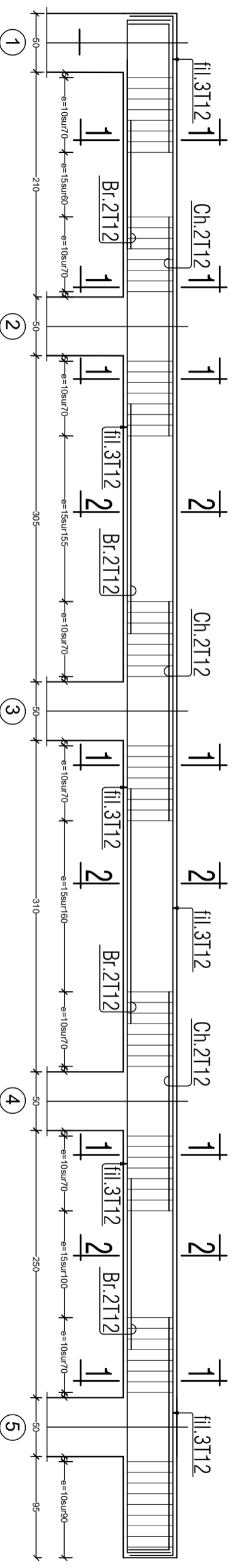


COUPE 2-2

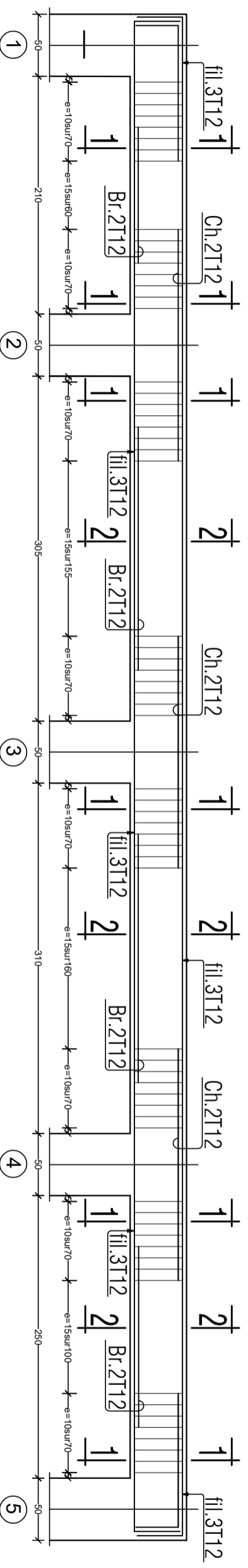


POUTRES SECONDAIRES (30*35).

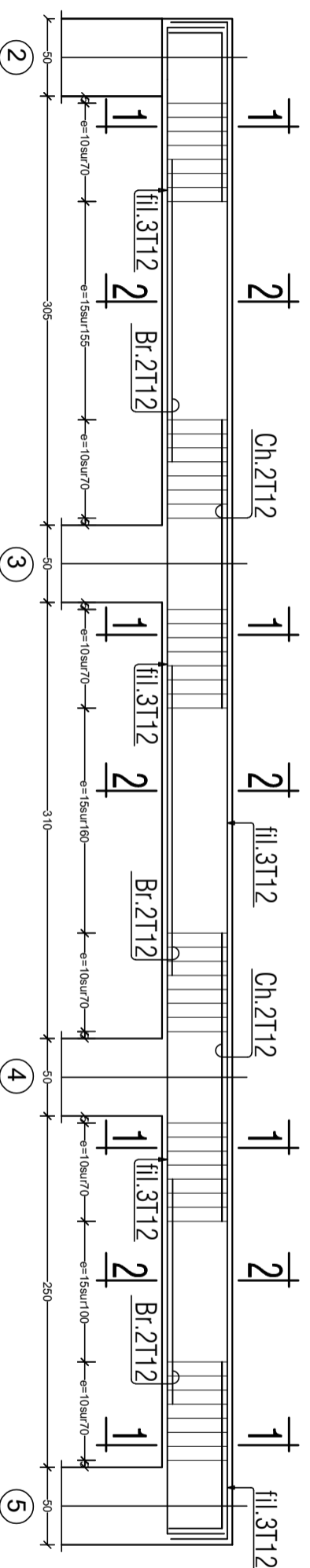
Poutres Secondaires.:(30*35);fil: *C*,*F*- Niv:4,30m.



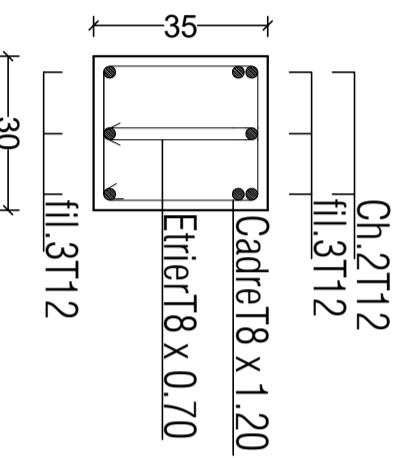
Poutres Secondaires.:(30*35);fil: *D*,*E*- Niv:4,30m.



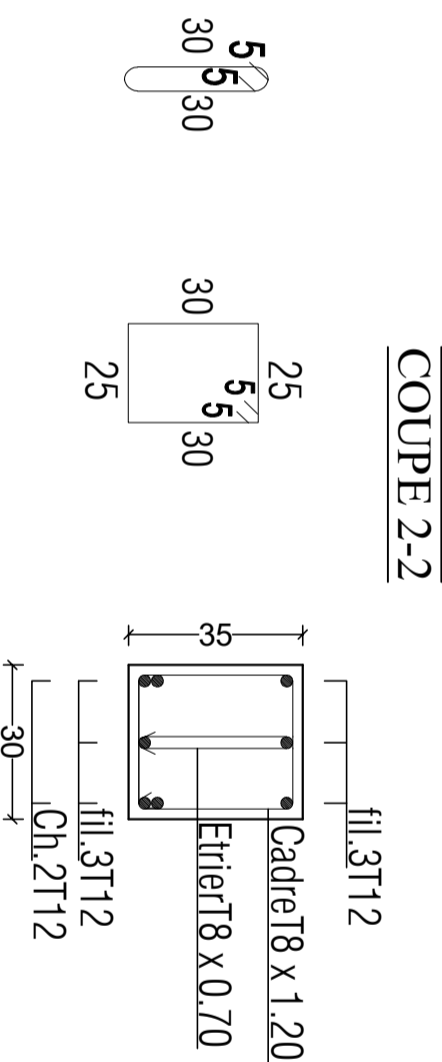
Poutres Secondaires.:(30*35);fil: *B*,*G*- Niv:4,30m.



COUPE 1-1



COUPE 2-2



VII.2. Ferrailage des poteaux

VII.2.1 Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Tableau VI.2. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	σ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	σ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21.74	1	400	400

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q (BAEL 91 modifiée 99)
- G + Q ± E (RPA 99/ modifiée 2003)
- 0,8G ± E (RPA 99/ modifiée 2003)

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- G + Q (BAEL 91 modifiée 99)

VII.2.2. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU

➤ Calcul du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Chaque poteau est soumis à un effort de normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

a) Section partiellement comprimée (SPC)

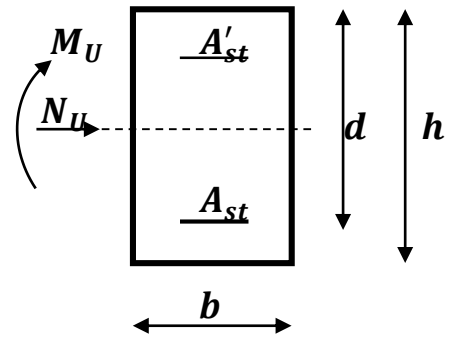
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$$\blacksquare N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad ; (M_f : \text{Moment fictif})$$



- Calcul des armatures :

- Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée (SSA) (A\'=0)}$$

- Section des armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_f = 0$$

- Section réelle d'armature

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \quad A' = 0$$

Avec

N : effort de compression (+), effort de traction(-)

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple

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

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

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

- Armatures en flexion composée

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$

✓ Détermination des armatures

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu} \rightarrow S. D. A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bu}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

2^{eme} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma'_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

VII.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux

✓ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (RPA2003, article.7.4.2.1). Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

✓ Pourcentage minimal sera de

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

✓ Pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

⇒ Dans le cas de la zone III

- ✓ Pourcentage minimal sera de : 0.9 %
- ✓ Pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement.

Tableau VII.2. 2: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des poteaux(cm^2)	$A_{min}[cm^2]$	$A_{max}[cm^2]$ (Zone courante)	$A_{max}[cm^2]$ (Zone de recouvrement)
	$A_{min} = 0.9\%b.h$	$A_{max} = 4\%b.h$	$A_{max} = 6\%b.h$
(50x50)	22.5	100	150
(45x45)	18.225	81	121.5
(40x40)	14.4	64	96

a) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ Les efforts internes dans les poteaux

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.2.3 : Les efforts internes dans les poteaux.

	POTEAUX	Effort NORMAL (KN)		Moment fléchissant (KN.m)		Situation	Nature	$A_{inf} cm^2$	$A_{sup} cm^2$	$A_{min} cm^2$	Ferraille	$A_{ad} cm^2$
		N_{max}		M_{corr}								
SECTION 1	50X50	N_{max}	1821.04	M_{corr}	-46.927	GQEY MIN	SEC	0	0	22.5	12HA16	24.13
		N_{min}	85.05	M_{corr}	10.441	08GEY MAX	SET	2.48	0.7			
		M_{max}	106.555	N_{corr}	882.14	GQEY MAX	SEC	0	0			
SECTION 2	45X45	N_{max}	1098.32	M_{corr}	-33.105	GQEY MIN	SEC	0	0	18.225	12HA14	18.47
		N_{min}	-23.29	M_{corr}	34.159	08GEY MAX	SPT	3.54	0			
		M_{max}	138.374	N_{corr}	500.73	GQEY MAX	SPT	3.77	0			
SECTION 3	40X40	N_{max}	481.53	M_{corr}	-7.5	ELU	SET	0	0	14.4	12HA14	18.47

- Zone I : RDC poteaux 1^{er} étages poteaux (50 × 50) ;

	N_{min}	-13.29	M_{corr}	-4.542	08GEY MAX	SPT	0.73	0			
	M_{max}	104.296	N_{corr}	246.23	GQEY MAX	SPT	6.5	0			

- Zone II : 2^{er} étages 4^{eme} étages poteaux (45 × 45) ;
- Zone III : 5^{eme} et 7^{eme} étages poteaux(40 × 40) ;

Les résultats du ferrailage des poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

VII.2.4. Vérifications à l'ELU (RPA99 versions 2003 (Art.7.4.2.1))

a) Armatures longitudinales

Le diamètre minimum est de 12mm

➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale des recouvrements est de 50 Ø

Pour les Ø16: $L_r = 50 \text{ Ø} = 50 \times 1.6 = 80\text{cm} \Rightarrow L_r = 90\text{cm}$

Pour les Ø14: $L_r = 50 \text{ Ø} = 50 \times 1.4 = 70\text{cm} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$

Pour les Ø14: $L_r = 50 \text{ Ø} = 50 \times 1.4 = 70\text{cm} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec

-- h_e : Hauteur de l'étage

-(b_1, h_1) : Dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

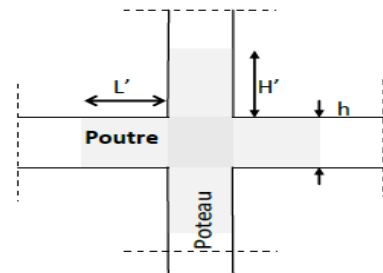


Tableau VII.2.4 : Délimitation de la zone nodale.

Niveau	Poteaux	h_e (cm)	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b1, h1, 60\right\}$
5 ^{ème} étage 7 ^{ème} étage	40 x40	27.88	{0.46, 40, 40, 60} $h'=60$
3 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage	45x45	21.76	{0.36, 45, 45, 60} $h'=60$
1 ^{er} étage au 2 ^{ème} étage	50x50	9.52	{0.15, 40, 40, 60} $h'=60$
Entre sol au RDC	50x50	3.40	{0.56, 45, 45, 60} $h'=60$

➤ Longueur d'ancrage (BAEL91 modifié 99, article A.6.1.2)

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

$$\tau_{su} = 0.6\psi s^2 f_{t28} \Rightarrow \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \\ \psi s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

Pour les HA16 : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 56.44 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 49.38 \text{ cm.}$

b) Armatures transversales selon les recommandations du RPA, article 7.4.2.2

RPA 99/ versions 2003) :

- Diamètre des barres (BAEL91 modifiée 99, article A.8.1, 3

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements, D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales \emptyset_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_{l \max} = \frac{16}{3} = 5.34 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

\emptyset_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section: $A_t = 3.14\text{cm}^2 = 4\text{HA}10$ pour les poteaux (50x50)
(45x45)

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Pour les poteaux (40x40)}$$

D'après RPA2003(Art.7.4.2.2) Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la

formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

- V_u : est effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute
- f_e : Contraintes limite élastique de l'acier d'armature transversale
- S_t : L'espacement des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\text{cm}\right) = \min\left(\frac{50}{4}, 12\text{cm}\right) \Rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t = \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2} 10\emptyset\right) \Rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho_a = 2.5$: Si l'élançement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$: Si l'élançement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g < 5$

D'après RPA2003(Art.7.4.2.2), la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times a$

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times a$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

λ_g : L'élançement géométrique du poteau : $\Rightarrow \lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$

Avec :

I_f : La longueur de flambement des poteaux $\Rightarrow I_f = 0.7h_e$;

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

✓ Poteau de 50x50 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3}{0,50} = 4,56 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,5\%.$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,005 \times 15 \times 50 = 3,75 \text{ cm}^2 > 3,14 \text{ cm}^2$$

condition non vérifiée

✓ Poteaux (45 x 45) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,66}{0,45} = 4,17 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,525\%$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,00525 \times 15 \times 45 = 3,54 \text{ cm}^2 > 3,14 \text{ cm}^2$$

condition non vérifiée

✓ Poteaux (40 x 40) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,66}{0,40} = 4,70 < 5 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,375\%$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,00375 \times 15 \times 40 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$$

condition non vérifiée

Remarque :

D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (50 x 50) et (45 x 45) cm², alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$ (zone courante).

✓ Poteaux (50 x 50) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3}{0,50} = 4,24 < 5$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,005 \times 12 \times 50 = 3 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots \text{ condition vérifiée}$$

✓ Poteaux (45 x 45) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,66}{0,45} = 4,17 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,525\%$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,00525 \times 12 \times 45 = 2,83 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

✓ Poteaux (40 x 40) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,66}{0,40} = 4,7 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,375\%$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0,00375 \times 12 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$$

condition vérifié

✓ Vérification au cisaillement (RPA99 versions 2003, article.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec

τ : Contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudié

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 0,04 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

Tableau VII.2.5 : Vérification au cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	B (cm)	D (cm)	λg	ρ_d	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC et 1 ^{ère} Etage	50 x 50	45	42	5.72	0.075	0.056	1.875	Condition vérifiée
2 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45 x 45	40	37	4.65	0.04	0.060	1	Condition vérifiée
5 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	40 x 40	35	32	5.32	0.075	0.39	1.875	Condition vérifiée

VII.2.5. Vérification à l'ELS

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot \text{Où } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2.6. Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (Kn.m)	e _s M _u /N _s	A _{min} (cm ²)	Adoptera	OBS
ZONE I 50x50	N _{max} _M _{corr}	-1124.97	-1.851	0.0016	6.97	24.13	CV
	N _{min} _M _{corr}	-222.6	-5.017	0.022	6.98		CV
	N _{corr} _M _{max}	-1003.99	-26.735	0.026	6.99		CV
ZONE II 45x45	N _{max} _M _{corr}	-126.63	-6.371	0.050	5.63	18.47	CV
	N _{min} _M _{corr}	-126.63	-6.371	0.050	5.63		CV
	N _{corr} _M _{max}	-126.63	-6.371	0.050	5.63		CV
ZONE III 40x40	N _{max} _M _{corr}	-351.03	-5.429	0.015	4.40	18.47	CV
	N _{min} _M _{corr}	-13.49	7.091	-0.525	4.20		CV
	N _{corr} _M _{max}	-164.35	37.101	-0.225	4.31		

b. Vérification des contraintes

✓ **Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

C. Etat limite de fissures : Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non Préjudiciable.

Tableau VII.2.7. Vérification des contraintes dans le béton

Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (Kn.m)	$\sigma_{b\ sup}$ MPa	$\sigma_{b\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	-1124.97	-1.851	4.03	4.18	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-222.6	-5.017	0.62	1.01	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-1003.99	-26.735	4.71	2.61	15	Cv
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-126.63	-6.371	0.23	0.92	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-126.63	-6.371	0.23	0.92	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-126.63	-6.371	0.23	0.92	15	Cv
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	-351.03	-5.429	1.56	2.37	15	Cv
	N _{min} _M _{corr}	-13.49	7.091	0.87	0	15	Cv
	N _{corr} _M _{max}	-164.35	37.101	4.64	0	15	Cv

✓ **Contrainte de l'acier :**

On vérifie que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Tableau VII.2.8. Vérification des contraintes dans l'acier

Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (Kn.m)	$\sigma_{b\ sup}$ MPa	$\sigma_{b\ inf}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
ZONE I	N _{max} _M _{corr}	-1124.97	-1.851	60.2	62.5	348	cv
	N _{min} _M _{corr}	-222.6	-5.017	9.58	14.8	348	cv
	N _{corr} _M _{max}	-1003.99	-26.735	68.8	41.1	348	cv
ZONE II	N _{max} _M _{corr}	-126.63	-6.371	4.07	13.10	348	cv
	N _{min} _M _{corr}	-126.63	-6.371	4.07	13.1	348	cv
	N _{corr} _M _{max}	-126.63	-6.371	4.07	13.10	348	cv
ZONE III	N _{max} _M _{corr}	351.03	-5.429	24.3	34.7	348	cv
	N _{min} _M _{corr}	-13.49	7.091	9.97	-24.3	348	cv
	N _{corr} _M _{max}	-164.35	37.101	58.3	-69.7	348	cv

Conclusion :❖ **Entre Sol, RDC, 1^{ère} étages (50x50) :**

- Armatures longitudes : **12HA16**
- Armatures transversales : **4HA10**
- Sections : **24.13 cm²**

❖ **2^{ème} au 4^{ème} (45x45) :**

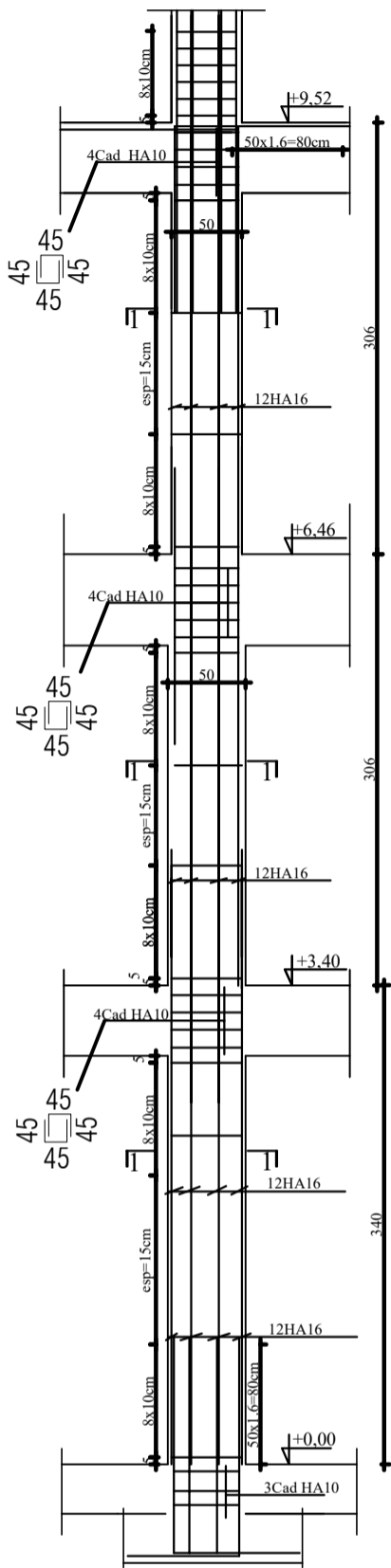
- Armatures longitudes : **12HA14**
- Armatures transversales : **4HA10**
- Section : **18.47cm²**

❖ **5^{ème} au 7^{ème} (40x40) :**

- Armatures longitudes : **12HA14**
- Armatures transversales : **4HA8**
- Sections : **18.47cm²**

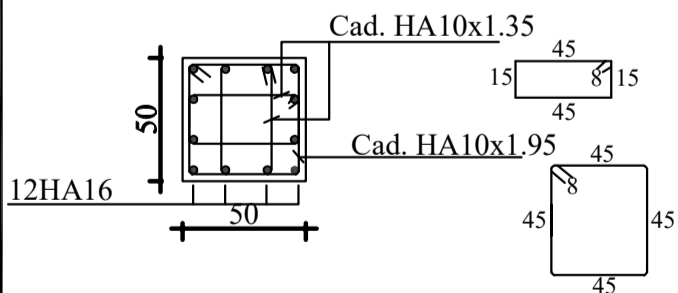
-POTEAUX-

POTEAU 50*50

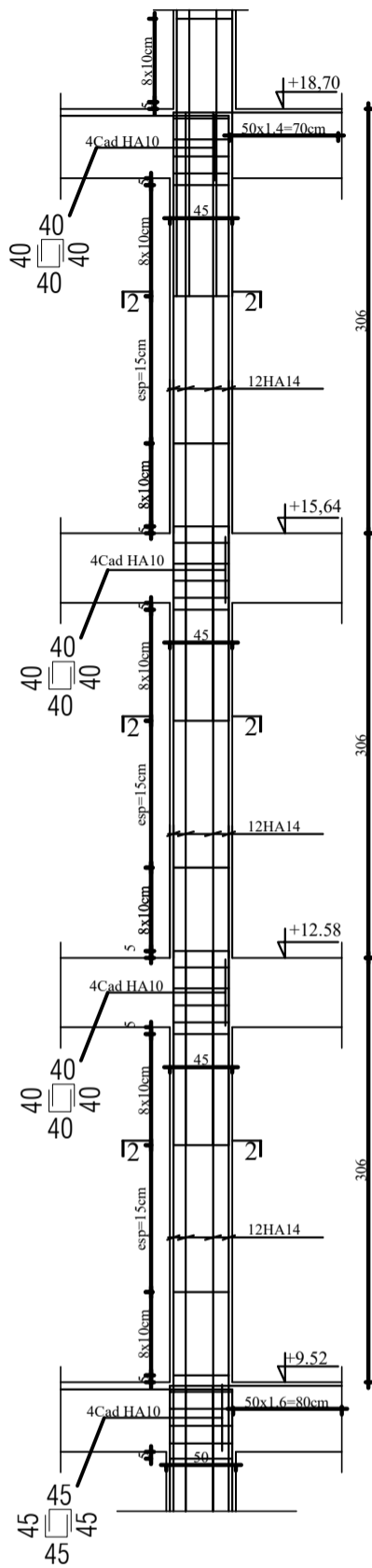


COUPE 1-1

1--1

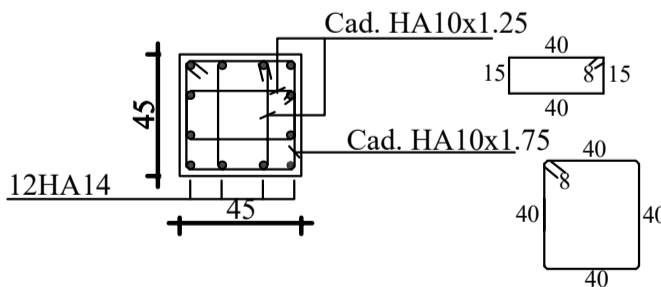


POTEAU 45*45

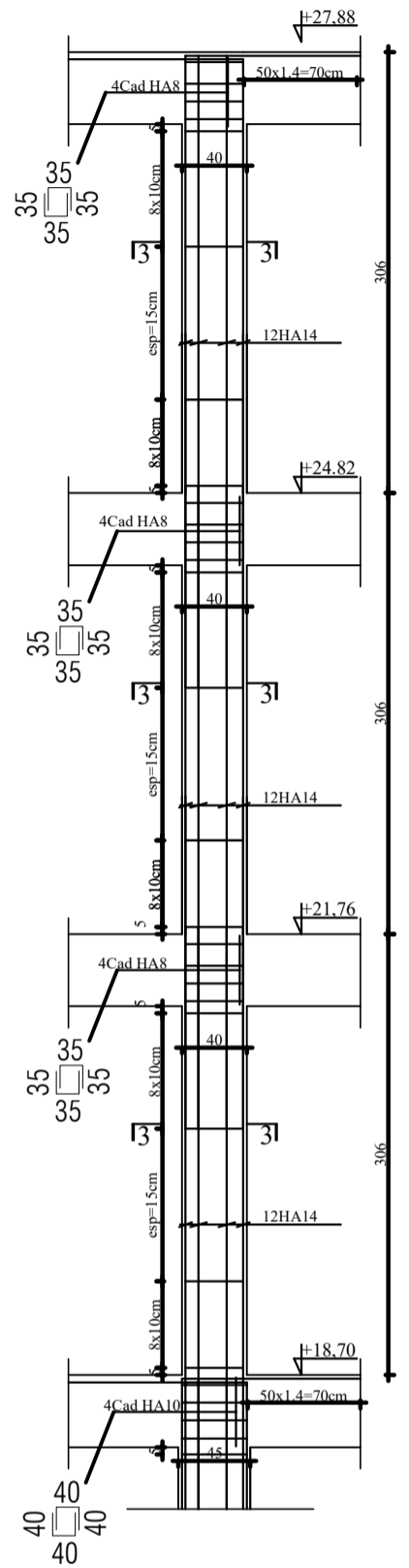


COUPE 2-2

2--2

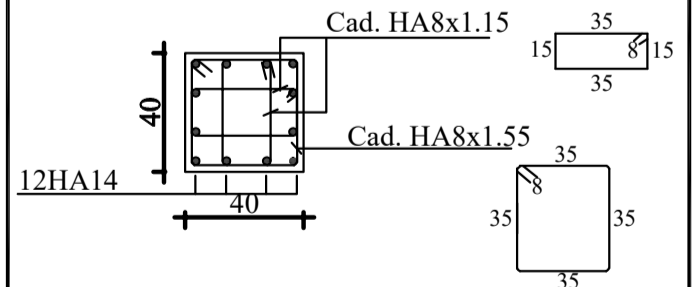


POTEAU 40*40



COUPE 3-3

3--3



VII.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 au séisme.

VII.3.2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1,35G+1,5Q$

ELS : $G+Q$

RPA.99/modifié 2003 :

$0,8G \pm E$

$G + Q \pm E$

VII.3.3. Ferrailage des voiles pleins

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : ENTRE SOLE +RDC+1^{er} étage
- **Zone II** : 2^{eme}+3^{eme} +4^{eme} étage
- **Zone III** : 5^{eme}+6^{eme}+7^{eme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

- Groupe I : VL1
- Groupe II : VL2
- Groupe III : VT1
- Groupe IV : VT2

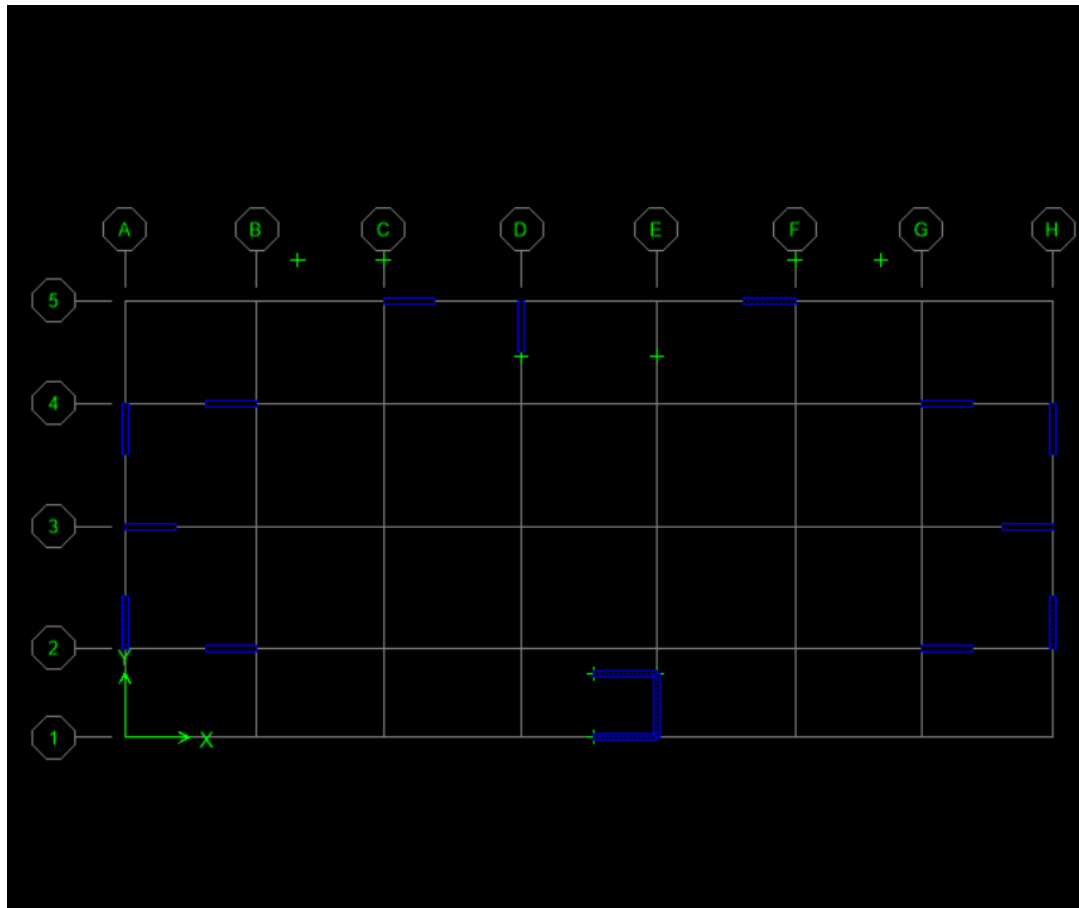


Figure VII.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

❖ Exposé de la méthode

Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

➤ Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

V, V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_t\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I** : Entre-Sol et RDC 1^{er} étage
- **Zone II** : 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- **Zone III** : 5^{ème} au 7^{ème}

✓ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : Epaisseur du voile.

$\sigma_1 ; \sigma_2$: Contraintes de compression

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

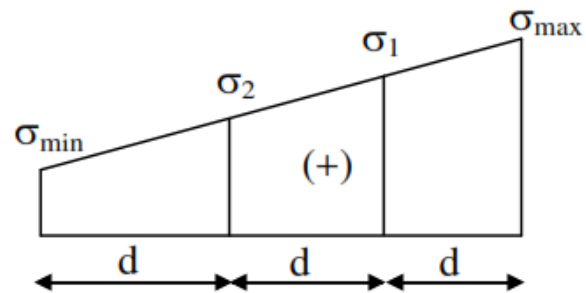


Figure VII-3.2 : Section entièrement comprimée.

✓ **Section d'armature :**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Section du tronçon considéré,

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Situation Courante,}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies \text{Situation Accidentelle.}$$

- **Armatures minimale (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99) :**

$$A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \text{ Pour une longueur de la bande « } d \text{ ».}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \% \text{ Avec } B : \text{ section du béton comprimé.}$$

✓ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

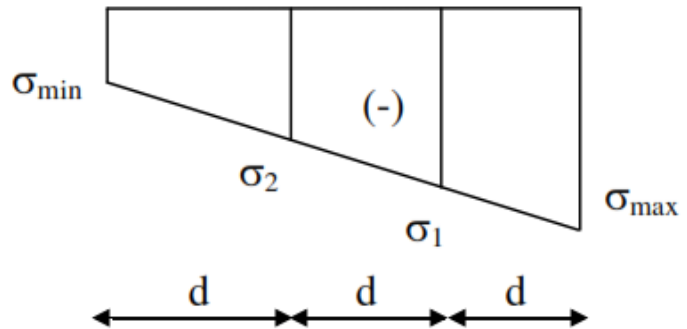


Figure VII.3.3 : Section entièrement tendue

- Section d'armature :

La section d'armature pour une section

Entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Armatures minimale :

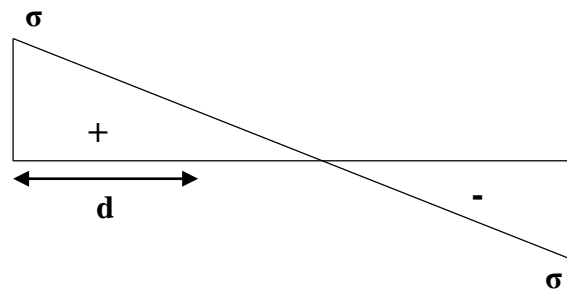
$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de fragilité BAEL Art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0,002 B \quad (\text{Section min RPA Art 7.7.4.1}).$$

Avec : B : section du béton tendue.

✓ Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



Remarque :

Figure VII.3.4 : Section partiellement comprimée.

σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

σ_{max} et σ_{min} : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

- Section d'armature :

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

VI.3.4. Exigences de RPA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

✓ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10 Ø** et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99mod 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \} \text{BAEL 91 Modifiée 99 Avec : } A_v : \text{Section d'armatures verticales.}$$

$B : \text{Section du béton.}$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

✓ **Armatures de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ **Armatures pour les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99/ Version 2003).

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI.3.5. Disposition constructives

✓ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

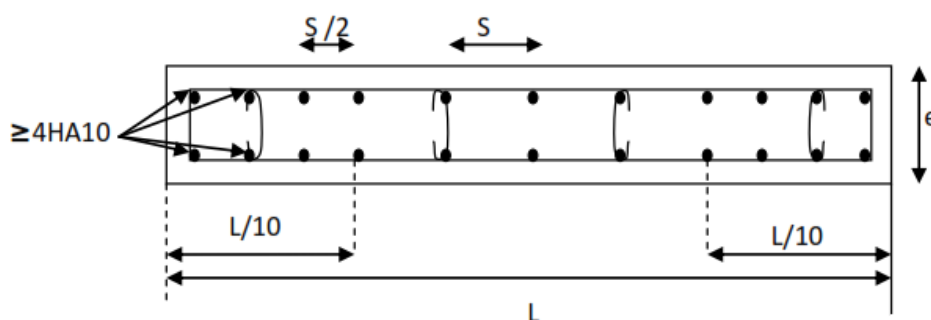


Figure VII.3-5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40cm pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20cm pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VII.3.6. Vérification à l'ELS

a) **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature.

Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

- *D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :*

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Les résultats des voiles (VL1 ; VL2 ; VL3 ; VT1) sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VII-3.1 : Ferrailage des voiles longitudinaux (L=1,50 m)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40	
	hauteur etage (m)		3.4	3.06	3.06	
	L (m)		1.50	1.50	1.50	
	e (m)		0.20	0.20	0.20	
	B (m²)		0.3	0.3	0.3	
	He		3.400	3.060	3.060	
	H		3.00	2.66	2.66	
Sollicitations de calcul	T(kN)		266.130	167.690	123.140	
	N _{ser} (kN)		666.22	517.28	321.79	
	Vu (kN)		372.582	234.766	172.396	
	σ _{max} (kN/m²)		7704.260	4416.360	4044.710	
	σ _{min} (kN/m²)		5527.360	2367.150	3270.890	
	σ _s (kN/m²)		400.00	400.00	400.00	
	Lt		0.87	0.98	0.83	
	Lc		0.63	0.52	0.67	
	D		0.58	0.65	0.55	
	σ ₁		2568.087	1472.120	1348.237	
	N ₁		598.12	383.37	298.17	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		14.95	9.58	7.45	
	A _{vj} (cm²)		10.25	6.46	4.74	
	A'v1/bande/nappe		17.51	11.20	8.64	
armatures minimales		A _{min} /bande/nappe (cm²)	2.33	2.60	2.21	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		18.46	13.56	13.56	
	Choix de A (cm²)		2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12	
	Stmax		30	30	30	
	Espacement (cm)		10	10	10	
	AH /nappe (cm2)		4.62	4.50	4.50	
	AH adopté (cm2)		7.53	7.53	7.53	
	choix de la section		10HA10	10HA10	10HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10	
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	5MPa		τ _b	1.380	0.870	0.639
	3,26 Mpa		τ _u	0.986	0.621	0.456
	σ _{bc} = 15MPa		σ _{bc}	2.033	1.615	1.005

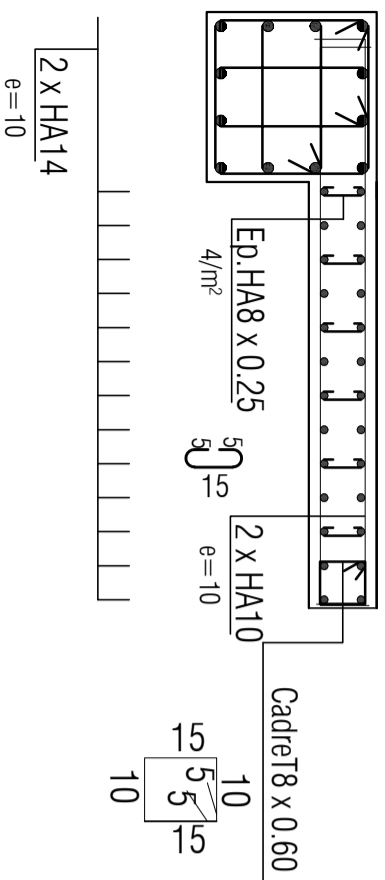
Tableau VII-3.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux (L=1.85 m).

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.4	3.06	3.06
	L (m)		1.85	1.85	1.85
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.37	0.37	0.37
	He		3.400	3.060	3.060
	H		3.00	2.66	2.66
Solicitation de calcul	T(kN)		544.950	352.090	213.320
	N _{ser} (kN)		596.13	421.09	224.73
	Vu (kN)		762.930	492.926	298.648
	σ _{max} (kN/m ²)		7542.890	2347.330	1985.730
	σ _{min} (kN/m ²)		4907.910	760.540	1146.410
	σ _s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	Lt		1.12	1.40	1.17
	Lc		0.73	0.45	0.68
	D		0.75	0.93	0.78
	σ ₁		2514.297	782.443	661.910
	N ₁		751.45	291.54	207.02
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		18.79	7.29	5.18
	A _{vj} (cm ²)		20.98	13.56	8.21
	A'v1/bande/nappe		24.03	22,61	7.23
armatures minimales		A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2.99	3.73	3.13
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		24.61	13.56	15.82
	Choix de A (cm ²)		2*7HA14	2*10HA12	2*7HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm2)		6.15	5.55	5.55
	AH adopté (cm2)		7.53	7.53	7.53
	choix de la section		10HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10	10
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	2.291	1.480	0.897
	3,26 Mpa	τ _u	1.636	1.057	0.641
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	1.465	1.079	0.571

VOILES.

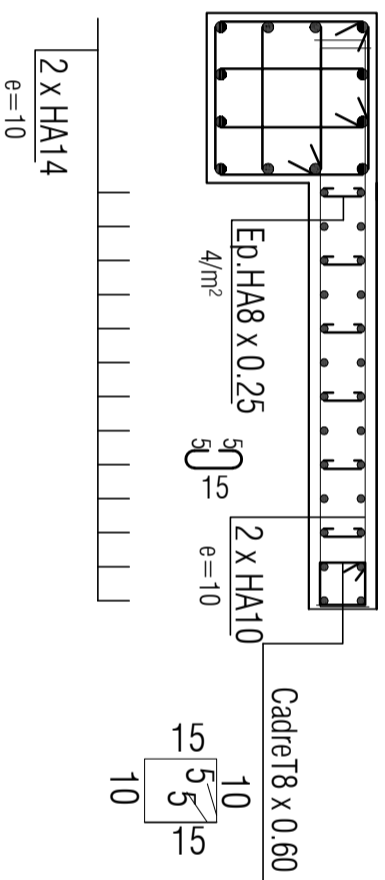
VL1=1,50 m

Zone -I-



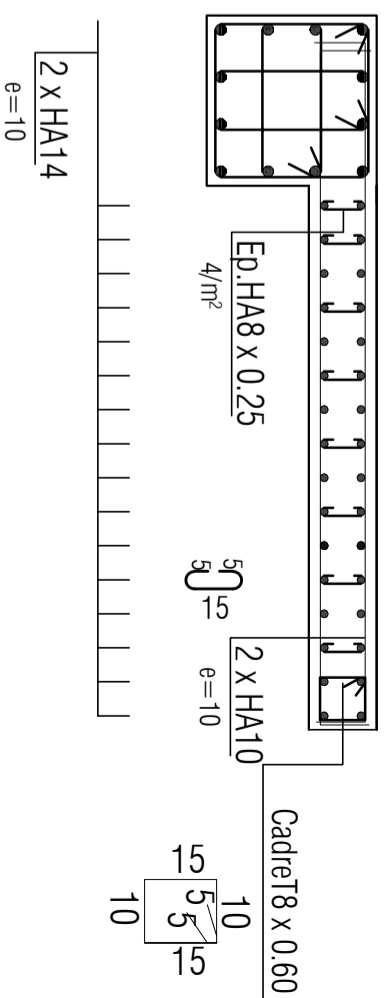
VT1=1,50 m

Zone -I-

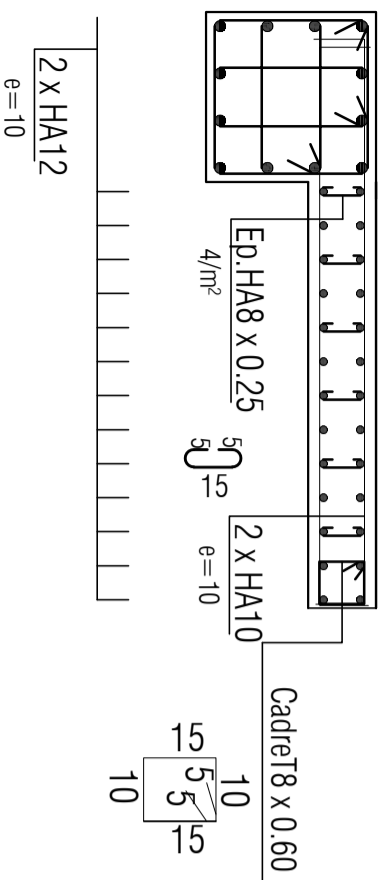


VT2=VL2=1,85 m

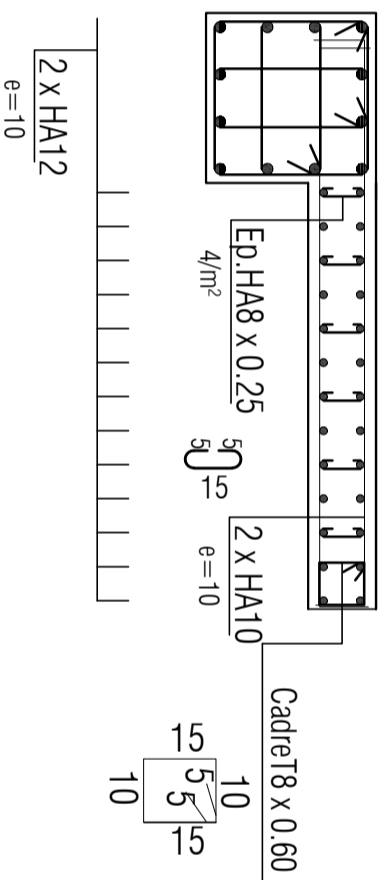
Zone -I-



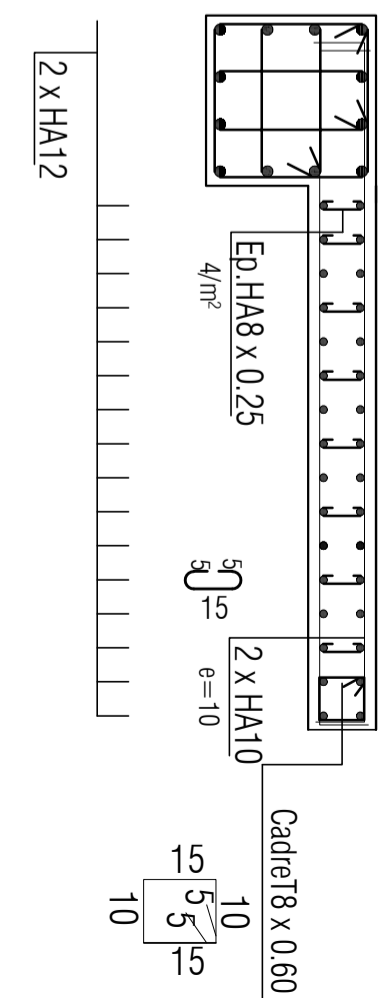
Zone -II-



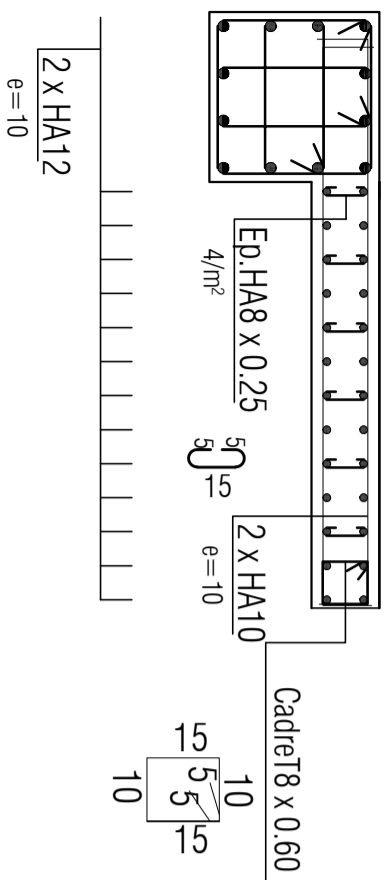
Zone -II-



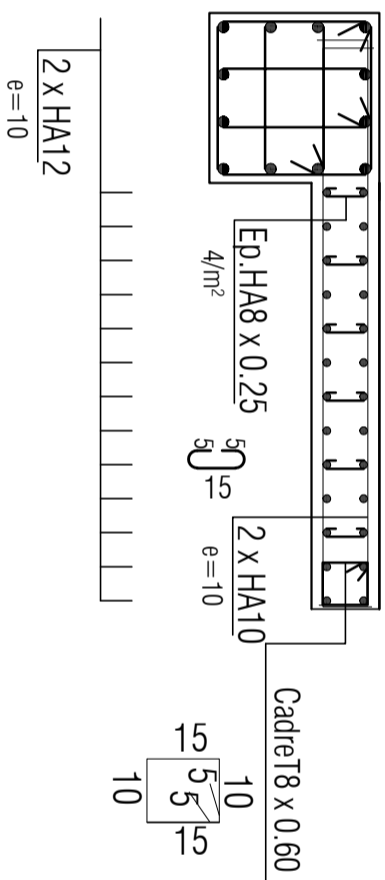
Zone -II-



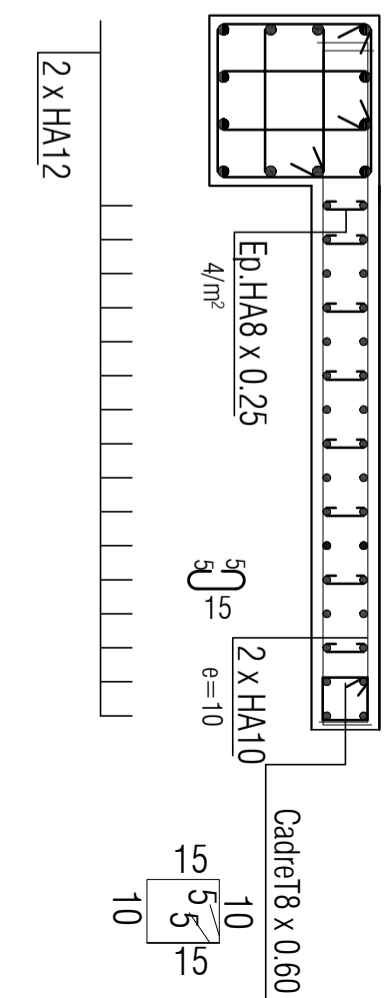
Zone -III-



Zone -III-



Zone -III-



Chapitre VIII
Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- ❖ Les fondations superficielles.
- ❖ Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à 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.

VIII.2. Type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage,
- ✓ La nature du terrain et sa résistance,
- ✓ Profondeur du bon sol,
- ✓ Le tassement du sol.

a) Les fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Les fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Economie.

VIII.3. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.50$ bars, situé à une profondeur de 2 m (Site meuble). On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

VIII.4. Choix du type de fondation

a) Semelles isolées

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_s » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol. (Le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{50}{50} = 1 \rightarrow A = B$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \cdot \sigma_{sol}}}$$

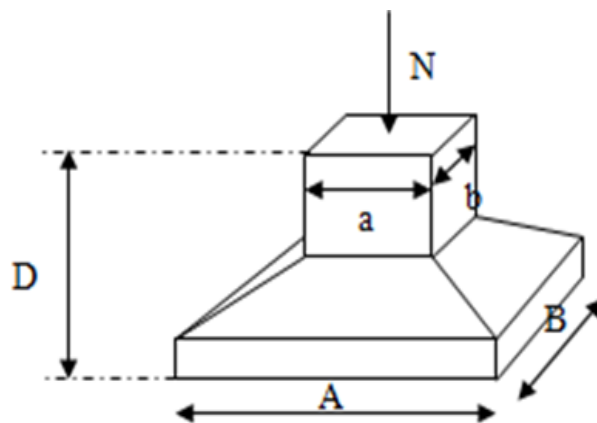


Figure VIII-1 : schéma statique de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_s = 1124,97 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$B \geq \sqrt{\frac{1124.97}{250}} = 2,12 \text{ m} \longrightarrow$ on opte pour $A = B = 2,15 \text{ m}$ On a la section des semelles sous

poteau totale est : $S = n.B^2 = 34 \times (2,15)^2 = 157.16 \text{ m}^2$

Avec : n = nombre de poteaux.

La section totale de notre bâtisse à la base est : $S_t = 283,8 \text{ m}^2$

Donc : $S = 157.16 \text{ m}^2 > 50\% S_t = 141.9 \text{ m}^2$.

Remarque :

On remarque que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes

b) -1 Semelles sous poteaux

❖ Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que 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 de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

Avec :

e : Excentricité de la structure.

e_i : Excentricité de chaque élément.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{1}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{1}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases}$$

Détermination de la largeur « B » de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique C), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TAB VIII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	$N_i = G + Q$ (KN)	M_i (KN. m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN. m)
1	403.87	-1.443	-13.575	-5482.53
2	684.48	-12.904	-9.725	-6656.56
3	969.59	-4.321	-6.025	-5841.78
4	974.91	9.740	-1.975	-1925.44
5	978.39	-6.281	1.957	1914.70
6	964.84	4.553	6.025	5813.16
7	681.20	13.361	9.725	6624.67
8	407.59	1.570	13.575	5533.03
Somme	6064.87	4.275		-20.75

La résultante :

$$R = \sum N_i = 6064.87 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-20.75 + 4.275}{6064.87} = -0.00271 \text{ m.}$$

$$e = -0.00271 \text{ m} < \frac{1}{6} = \frac{27.15}{6} = 4,525 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{6064.87}{27.15} \left(1 - \frac{6 \times (-0.00271)}{27.15}\right) = 223.40 \text{ KN/ml.} \\ q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{6064.87}{27.15} \left(1 + \frac{6 \times (-0.00271)}{27.15}\right) = 223.36 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{6064.87}{27.15} \left(1 + \frac{3 \times (-0.00271)}{27.15}\right) = 223.31 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{223.31}{250} = 0,89 \text{ m} \cong 0,90 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante : $S = B \times L = 0,90 \times 27,15 = 24,25 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 24.25 \times 7 = 169.75 \text{ m}^2$$

b) -2 Semelles sous Voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,25$ MPa).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **Sens longitudinal :**

Dans notre cas on a :

- ✓ 8 voiles de 1,5 m
- ✓ 3 voiles de 1.85 m.

TAB VIII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles longitudinaux.

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	L×B (m ²)
VL1	666.22	1,5	1.80	2.65
VL2	596.13	1.85	1.30	2.36
Somme	1262.35			5.10

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{\text{tot}} = S_{\text{v tot}} + S_{\text{t Pot}} = 5.10 + 169.75 = 174,85 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{t structure}} = 71.205 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{t semelles}}}{S_{\text{t structure}}} = \frac{174.85}{271,205} = 0,64 \implies \text{La surface des semelles représente 64 \% de la surface totale}$$

Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VII.5. Calcul d'un radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal.
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- ✓ Facilite le coffrage.
- ✓ Est exécutable rapidement.

Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1. Pré-dimensionnement du radier

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au moins 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

❖ Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \text{avec : } L_{\max} = 4,05 \text{ m.}$$

$$\frac{4,05}{8} \leq h \leq \frac{4,05}{5} \Rightarrow 0,57 \leq h \leq 0,81, \quad \text{On opte pour } h = 70 \text{ cm.}$$

Avec :

L_{\max} : Distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

h : Épaisseur du radier.

❖ Sous poteaux

- Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4,05}{20} = 20,25 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

- Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow 8,1 \leq h_t \leq 10,12 \Rightarrow \text{on prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

- Nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4,05}{10} = 40,5 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm.}$$

- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déformée. $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,2\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,78 \text{ m}, \quad \text{On adopte pour : } h_n = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}.$$

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \quad \implies \quad 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$ On opte pour : $b_n = 60$ cm.

Avec : h_n : hauteur de la nervure.

b_n : Largeur de la nervure.

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur de la dalle : $h_d = 30$ cm.
- ✓ Hauteur des nervures : $h_n = 100$ cm.
- ✓ Largeur de la nervure : $b_n = 55$ cm.
- ✓ Hauteur de la dalle flottante : $h_t = 10$ cm.

VIII.5.2. Détermination de la surface nécessaire du radier

Pour déterminer cette surface, on a besoin des charges permanentes et des charges d'exploitations qui sont obtenus à partir du logiciel ETABS.

✓ Poids de la superstructure :

charge permanente : $G_{bt} = 26712,46$ KN
 charge d'exploitation : $Q_{bt} = 3887,62$ KN } D'après (ETABS).

✓ **Combinaison d'action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 41893.251 \text{ KN.} \\ \text{ELS : } N_s = G + Q = 30600.08 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

✓ **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A L'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{41893.251}{1,33 \times 250} = 125,99 \text{ m}^2.$$

$$\text{A L'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30600.08}{250} = 122,40 \text{ m}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 125,40 \text{ m}^2 \\ S_{\text{structure}} = 271,205 \text{ m}^2 \end{array} \right\} S_{\text{str}} = 271,205 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 125,99 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\right) = 50 \text{ cm.}$$

On opte pour : $L_{\text{déb}} = 60 \text{ cm.}$

$$S_{\text{déb}} = (12.75 \times 0,60) \times 2 + (27.15 \times 0,60) \times 2 = 47.88 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 271.205 + 47,88 = 319.085 \text{ m}^2.$$

VIII.5.3. Détermination des efforts à la base du radier

✓ **Poids du radier :**

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nérvure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

- $P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \gamma_b = 319.085 \times 0,3 \times 25 = 2393.13 \text{ KN.}$
- $P_{\text{ner}} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0,55 \times (1 - 0,30) \times 25 \times [(7.5 \times 2) + (10.15 \times 2) + (12.75 \times 4) + (1 \times 19.45) + (3 \times 27.15) + (1 \times 12.5)]$
- $P_{\text{ner}} = 1749.56 \text{ KN}$
- $P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}.$
 $S_{\text{ner}} = b_n \times \sum(L_x \times n + L_y \times m) = 0,55 \times 199.95 = 99.975 \text{ m}^2$
 $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3.$

$$\text{Donc : } P_{\text{TVO}} = (319.085 - 99.975) \times (1 - 0,3) \times 17 = 2607.409 \text{ KN}$$

$$\bullet P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b = (310.085 - 99.975) \times 0,1 \times 25$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 547.775 \text{ KN}$$

$$P_{\text{radier}} = 2393.13 + 1749.56 + 2607.409 + 547.775 = 7297.875 \text{ KN.}$$

✓ Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{super}} + G_{\text{infra}} = 26712.46 + 7297.875 = 34010.335 \text{ KN.}$$

✓ Surcharge d'exploitation Q_{tot} :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{supe str}} + Q_{\text{infr str}}$$

$$Q_{\text{infra}} = 331.68 \times 3,5 = 1160.88 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{super}} = 3887.62 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{super}} + Q_{\text{infra}} = 3887.62 + 1160.88 = 5048.5 \text{ KN.}$$

✓ Combinaison d'action :

$$\begin{cases} \text{ELU: } N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 34010.335 + 1,5 \times 5048,5 = 53485.702 \text{ KN.} \\ \text{ELS: } N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 34010.335 + 5048,5 = 39058.835 \text{ KN.} \end{cases}$$

VIII.5.4. Vérification

a- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$

$$T_u = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{53843.02 \times 1}{331.68} \times \frac{4,05}{2} = 328,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{328.72}{1 \times 0,27} = 1217,48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,217 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,217 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b- Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M}_j = \mathbf{M}_j (K=0) + \mathbf{T}_j (K=0) \mathbf{h}$$

Avec :

$\mathbf{M}_j (K=0)$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$\mathbf{T}_j (K=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

\mathbf{I}_{xx} ; \mathbf{I}_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

et $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

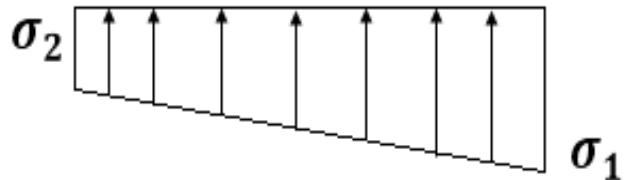


Figure VIII-2 : Diagramme des contraintes.

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.71 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5.63 \text{ m.}$$

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \implies I_{xx} = 2801.1353 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} \implies I_{yy} = 13949.64 \text{ m}^4.$$

- Calcul des moments de renversement du radier :

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 43786.277 + (2290.89 \times 1) = 46077.167 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 40273.957 + (2117.10 \times 1) = 42391.057 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

⇒ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{53486.702}{319.085} + \left(\frac{46077.167}{13949.64} \times 13.71 \right) = 212.91 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{53486.702}{319.085} - \left(\frac{46077.167}{13949.64} \times 13.71 \right) = 122,33 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 212.91 + 122.33}{4} = 190,265 \text{ KN/m}^2.$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 190. \frac{265 \text{ KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{39058.835}{319.085} + \left(\frac{46077.167}{13949.64} \times 13.71 \right) = 167.69 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{39058.835}{319.085} - \left(\frac{46077.167}{13949.64} \times 13.71 \right) = 77,12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 167.69 + 77.12}{4} = 145.0475 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 145.0475 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

⇒ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{53486.72}{319.085} + \left(\frac{40273.9}{2801.1353} \times 5.63 \right) = 248.571 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{53486.72}{319.085} - \left(\frac{40273.9}{2801.1353} \times 6,7 \right) = 86,67 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 248.571 + 86.67}{4} = 127.14 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 127.14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{39058.835}{319.085} + \left(\frac{40373.9}{2801.1353} \times 5.63 \right) = 203.355 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{39058.835}{319.085} - \left(\frac{40273.9}{2801.1353} \times 5.63 \right) = 41.46 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 203.355 + 41.46}{4} = 162,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 162,88 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5.5. Ferrailage du radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le B.E.A.L 91 modifié 99.

VIII.5.5.1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis)

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4$ \longrightarrow flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{ème} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ \longrightarrow les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x ; μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :
$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,05} = 0,89$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,7569 \end{cases}$$

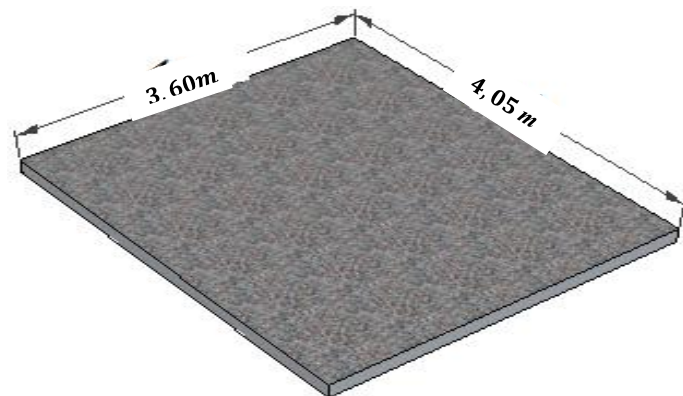


Figure VIII-3 : entre axe du panneau le plus sollicité.

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 190,265 - \frac{7297,875}{319,085} = 167,39 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des moments isostatiques à l'ELU

$$M_0^x = 0,0468 \times 167,39 \times 3,6^2 = 101,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = 0,7569 \times 101,52 = 76,84 \text{ KN.m.}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,832 \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 162,88 - \frac{7297,875}{319,085} = 140,00 \text{ KN/m}^2$$

✓ Calcul des moments isostatiques à l'ELS

$$M_0^x = 0,0539 \times 140 \times 3,6^2 = 97,79 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^y = 0,832 \times 97,79 = 81,36 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

Sens L_x :

ELU :

Moment en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 101,52 = 76,14 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 101,52 = -50,76 \text{ KN.m}$$

ELS :

Moment en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 97,79 = 73,342 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 97,79 = -48,895 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

Moment en travées :

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 76,48 = 57,36 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 97,79 = -48,895 \text{ KN.m}$$

Ferraillage (flexion simple) :

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme $M_x^t = M_y^t$.

On opte le même ferraillage.

Sens X-X :

Tableau VIII-3 : Ferraillage de la dalle de radier à ELU.

	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 76,14 \text{ KN.m}$	$M_a = 50,76 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,0735 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,049 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,962$	$\beta = 0,974$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 8,42 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 5,54 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 \mathbf{b \cdot h}$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	6HA14=9,24cm ²	6HA12=6,79 cm ²
Espacement	$S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Sens Y-Y :

	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 57,36 \text{ KN.m}$	$M_a = 50,76 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,055 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,049 < 0,392$ S.S.A ($A_c=0$).
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,971$	$\beta = 0,974$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 6,28 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 5,54 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 \mathbf{b \cdot h}$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
A_{adp}	6HA12=6,79cm ²	6HA12=6,79cm ²
Espacement	$S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Vérification a L'ELU :

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	En travée : $S_t = 15\text{cm}$. En appuis : $S_t = 15\text{cm}$
	Sens L_y :	En travée : $S_t = 15\text{cm}$ En appuis : $S_t = 15\text{ cm}$

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$	
L'effort Tranchant	$p = q_{um} l_x l_y = 167.39 \times 3.60 \times 4.05 = 2440.5462\text{KN}$
	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2440.542}{3 \times 4.05} = 200.86$
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$	$= \frac{200.89 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,744\text{MPa}$
$\bar{\tau}$	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
Observation	$\tau_u = 0,744 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Vérification a ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	A_s	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	travée	8.42	73.342	0.312	0.909	38.84	354.826	348	9.134	15	Cv
	appuis	5.54	48.895	0.205	0.918	42.75	131.678	348	3.079	15	Cv
Sens Y-Y	travée	6.28	61.02	0.233	0.915	41.75	61.33	348	1.469	15	Cv
	appuis	5.54	48.895	0.205	0.918	42.75	35.211	348	0.823	15	Cv

VIII.5.6. Ferrailage des débords

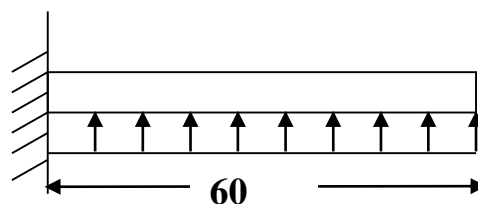


Figure VIII-4 : schéma statique du débord.

✓ Sollicitations de calcul :

- ELU : $q_u = 167,39 \text{ KN/m}$ $\longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-167,39 \times (0,6)^2}{2} = -30,13 \text{ KN.m}$
- ELS : $q_s = 120,08 \text{ KN/m}$ $\longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-140 \times (0,6)^2}{2} = -25,2 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des armatures :

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{30,13 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_{id} = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{30,13 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 3,25 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times d \times \beta_1} = \frac{21,61 \times 10^3}{4,52 \times 27 \times 0,934} = 189,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{189,58}{60,76} = 3,12 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 189,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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 prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII.5.7. Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ Charge trapézoïdale :

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

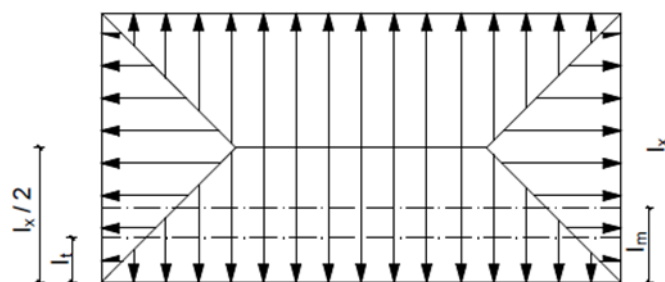


Figure VIII-5 : Répartition trapézoïdale.

✓ Le chargement simplifié :

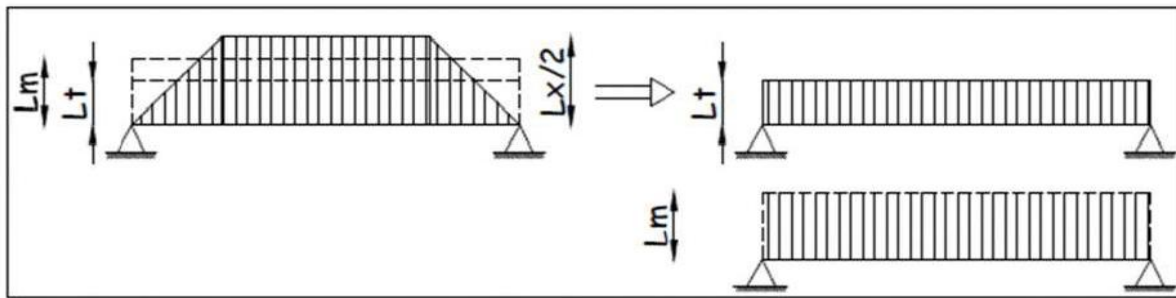


Figure VIII-6 : Présentation du chargement simplifié.

✓ Charge triangulaire :

$$L_m = 0,333 \times L_x$$

$$L_t = 0,25 \times L_x$$

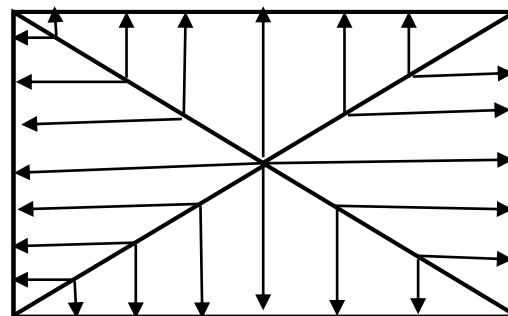


Figure VIII-7 : Répartition triangulaire.

✓ Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(190,265 - \frac{7297,875}{319,085} - \frac{1749,56}{99,9754} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$= 149,89 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(162,88 - \frac{7297,875}{319,085} - \frac{1749,56}{99,975} \right) \times 1 \text{ ml}$$

$$= 122,50 \text{ KN/ml}$$

✓ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

TAB VIII-4 : résultats de calcul des différents chargements.

	L	Panneaux	ρ	Type de chargement	Lm	Lt	qu	Qs	qum	Qus	Σqum	Σqus	qut	Σqut	
FILS (A)	3.85	SUP	0.935	trapézoïdal	1.27	1.013	149.89	122.5	191.16853	156.23554	381.82	312.04924	151.85179	304.80298	
		INF	0.922	trapézoïdal	1.27	1.020	149.89	122.5	190.65238	155.81371			152.95119		
	3.7	SUP	0.972	trapézoïdal	1.23	0.947	149.89	122.5	184.6636	150.91928	369.07	301.63518	142.09441	285.68915	
		INF	0.959	trapézoïdal	1.23	0.958	149.89	122.5	184.41475	150.7159			143.59474		
	4.05	SUP	0.889	trapézoïdal	1.32	1.089	149.89	122.5	198.74304	162.42593	396.65	324.17565	163.21356	327.05965	
		INF	0.876	trapézoïdal	1.32	1.093	149.89	122.5	197.91565	161.74973			163.84609		
	3.95	SUP	0.91	trapézoïdal	1.301	1.052	149.89	122.5	195.09957	159.44825	389.52	318.34265	157.74836	316.35382	
		INF	0.898	trapézoïdal	1.29	1.058	149.89	122.5	194.42189	158.8944			158.60546		
	4.05	SUP	0.889	trapézoïdal	1.32	1.089	149.89	122.5	198.74304	162.42593	396.65	324.17565	163.21356	327.05965	
		INF	0.876	trapézoïdal	1.32	1.093	149.89	122.5	197.91565	161.74973			163.84609		
	3.7	SUP	0.97	trapézoïdal	1.23	0.9479	149.89	122.5	184.6636	150.91928	369.07	301.63518	142.09441	285.68915	
		INF	0.957	trapézoïdal	1.23	0.958	149.89	122.5	184.41475	150.7159			143.59474		
	3.85	SUP	0.935	trapézoïdal	1.27	1.013	149.89	122.5	191.16853	156.23554	381.82	312.04924	151.85179	304.80298	
		INF	0.922	trapézoïdal	1.27	1.0204	149.89	122.5	190.65238	155.81371			152.95119		
	FILS (D)	3	gauche	0.740	Traing	0.99	0.75	122.5	116.07	122.3775	115.95393	244.75	231.90786	91.875	183.75
			droit	0.759	Traing	0.99	0.75	122.5	116.07	122.3775	115.95393			91.875	
3.6		gauche	0.889	Traing	1.19	0.9	122.5	116.07	146.853	139.14472	293.706	278.28943	110.25	220.5	
		droit	0.91	Traing	1.19	0.9	122.5	116.07	146.853	139.14472			110.25		
3.55		Gauche	0.876	Traing	1.18	0.8875	122.5	116.07	144.81338	137.21215	289.626	274.4243	108.71875	217.4375	
		droit	0.89	Traing	1.18	0.8875	122.5	116.07	144.81338	137.21215			108.71875		
2.6		gauche	0.6419753	Traing	0.8658	0.65	122.5	116.07	106.0605	100.49341	212.121	200.98681	79.625	159.25	
		droit	0.6582278	Traing	0.8658	0.65	122.5	116.07	106.0605	100.49341			79.625		

- ✓ **DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNEE**
- ✓ **Sens longitudinal : fils 2**

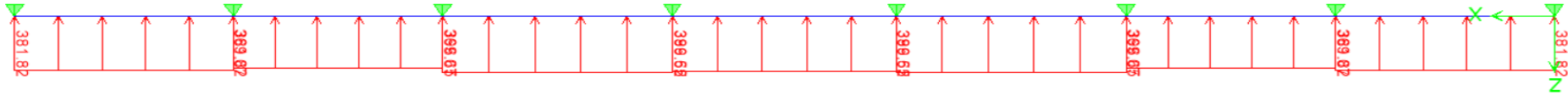


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU sens XX.

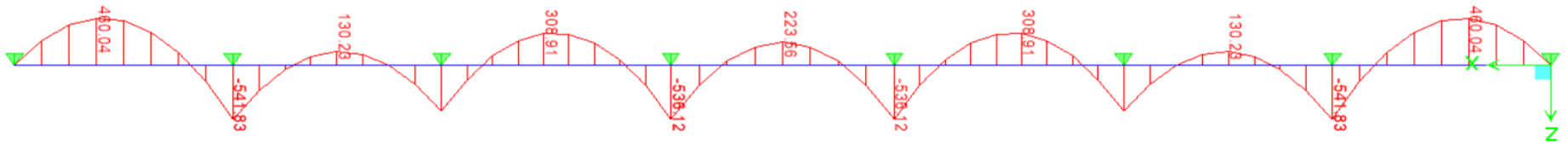


DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNEE :

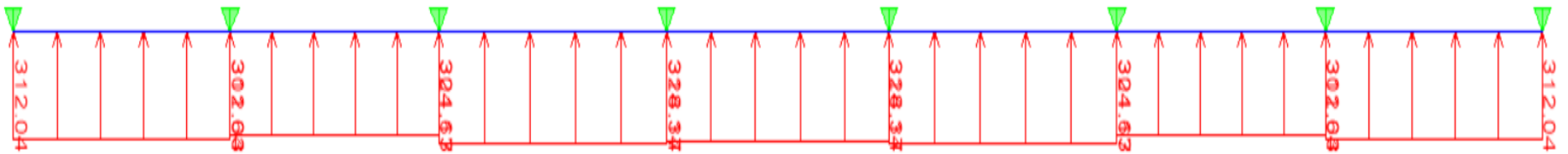
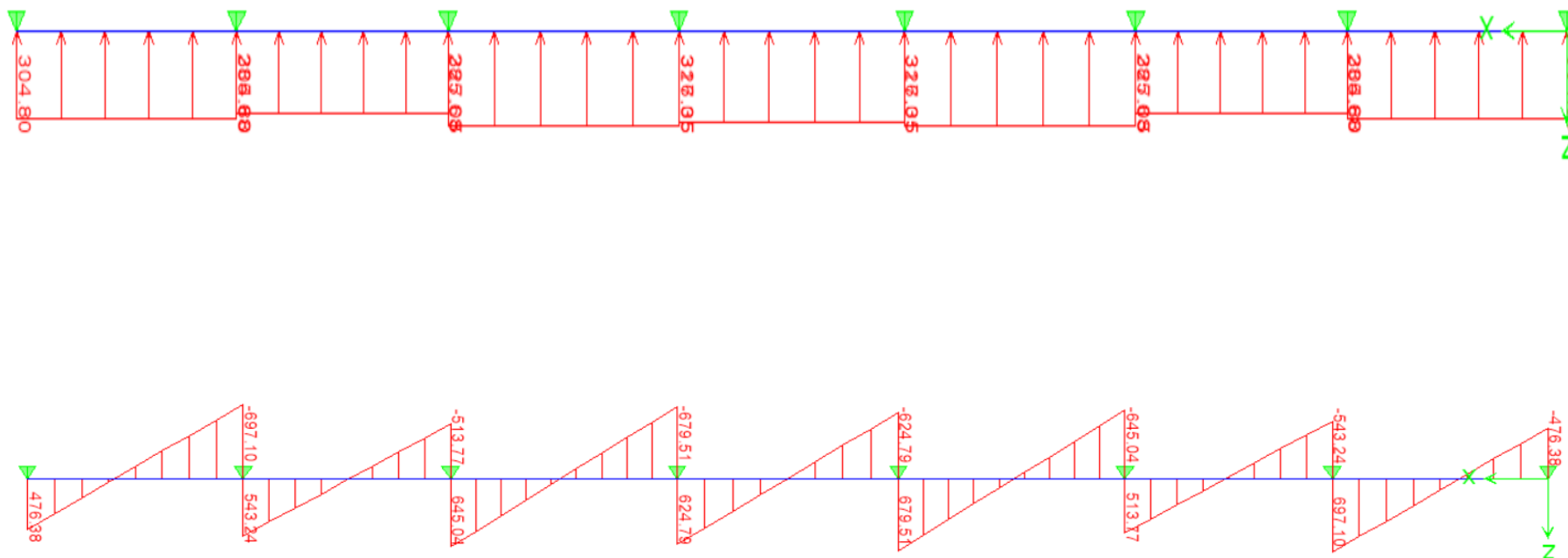


Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant à ELS sens XX.



Conclusion :

Les efforts max	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{\max} = 460.04 \text{ KN.m}$ en travée	$M_{\max} = 375.96 \text{ KN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 541.83 \text{ KN.m}$ au appui	$M_{\max} = 442.81 \text{ KN.m}$ au appui
L'effort tranchant	$T_{\max} = 697.10 \text{ KN}$	

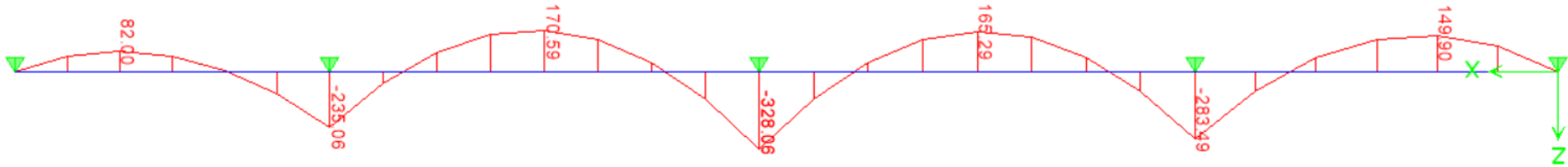


Figure VIII-12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS Sens YY.

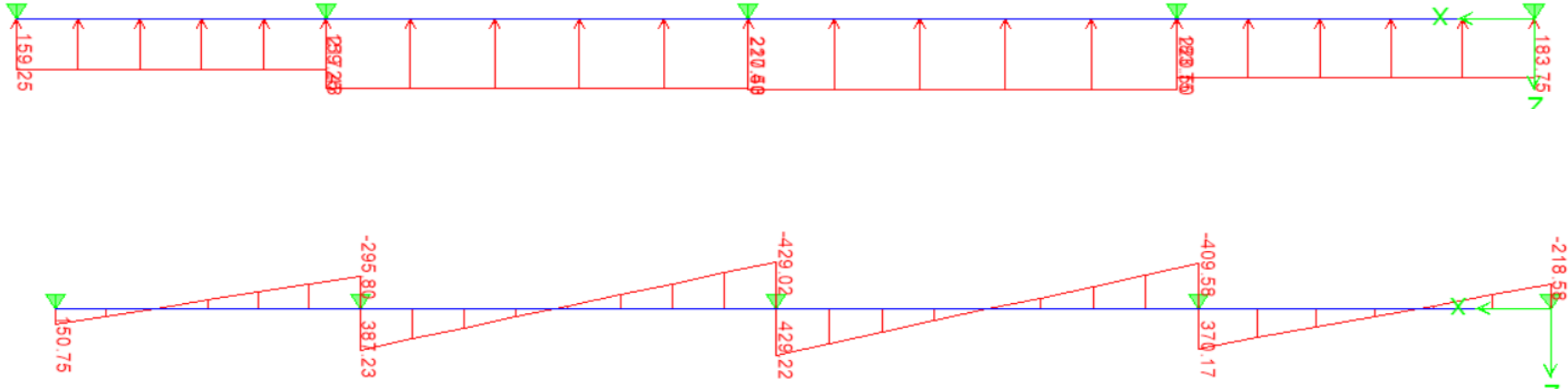


Figure VIII-13 : Diagramme des efforts tranchant à ELU Sens YY.

✓ **Ferraillage de la nervure :**

a)-Armatures longitudinales :

$$b=50 \text{ cm} \quad d=97 \text{ cm.}$$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-5 : Le ferraillage adopté pour la nervure.

	Zone	Mu(KN.m)	μ	Obs	β	A(cm ²)	choix d'armature(cm ²)
Fils 2	Travée	460.04	0,068	SAA	0,964	12.30	5HA14+5HA12
	Appuis	541.83	0,0811	SAA	0,958	14.58	5HA14+5HA14
Fils B	Travée	179.55	0,0268	SAA	0,986	4.69	5HA16
	Appuis	345.42	0,0516	SAA	0,973	9.15	5HA16

b)-Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
Espacement	<i>zone nodale</i>	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\}$ $= \min \{25; 19.2\} = 10 \text{ cm}$
	<i>zone courante</i>	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)	$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).	

c)-Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est 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 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 5,85 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

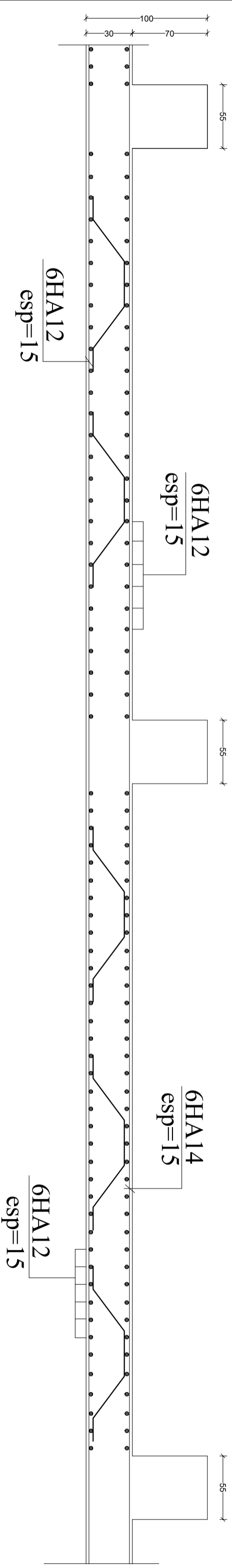
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 697.10\text{KN}$	$\tau_u = \frac{697.10 * 1000}{500 \times 970} = 1,43\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal : $T_u^{\max} = 429.22\text{KN}$	$\tau_u = \frac{429.22 * 1000}{500 \times 970} = 0.884 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée

✓ Vérification à l'ELS :

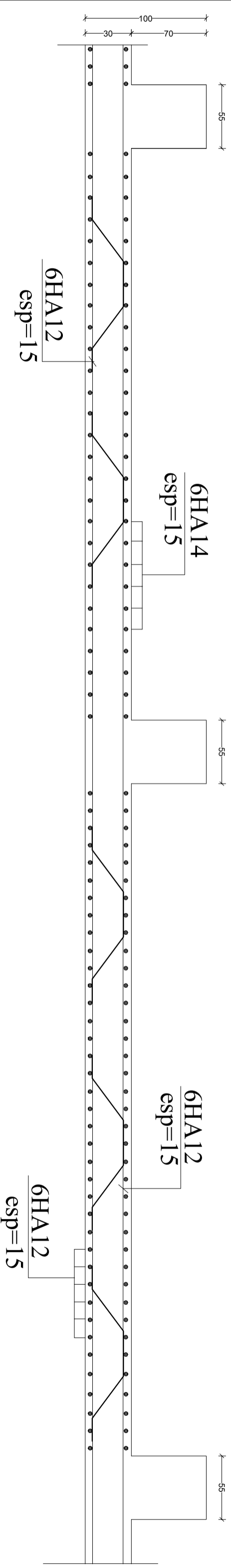
$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta 1. d. A_{st}}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	ρ_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Travée	13.35	375.96	0,275	0,912	40.19	318.26	348	7.919	15	CV
	Appuis	15.39	442.81	0,317	0,908	38.64	326.419	348	78.44	15	CV
YY	Travée	10.05	170.59	0,207	0,917	42.68	190.643	348	4.46	15	CV
	Appuis	10.05	328.06	0,207	0,917	42.68	366.624	348	8.589	15	CV

COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X

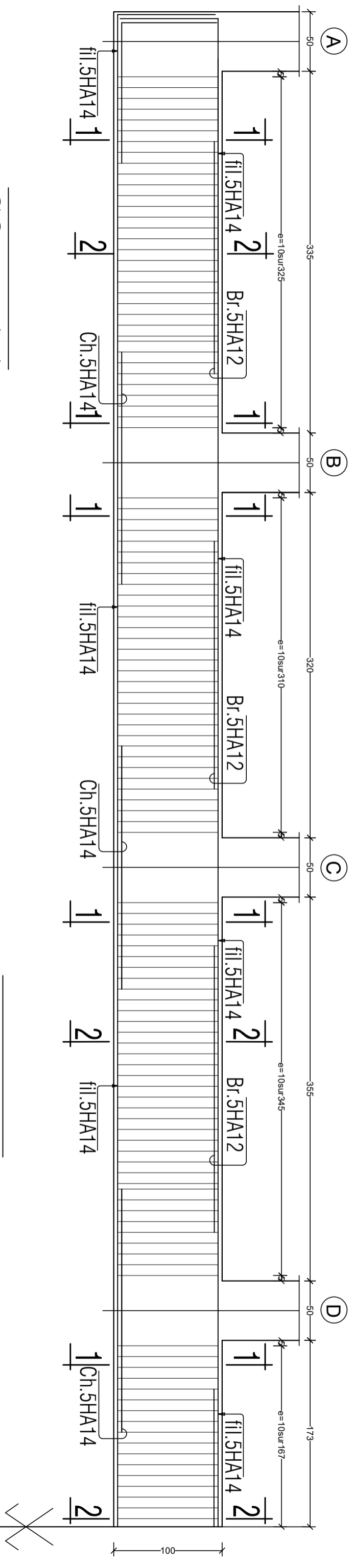


sens Y-Y

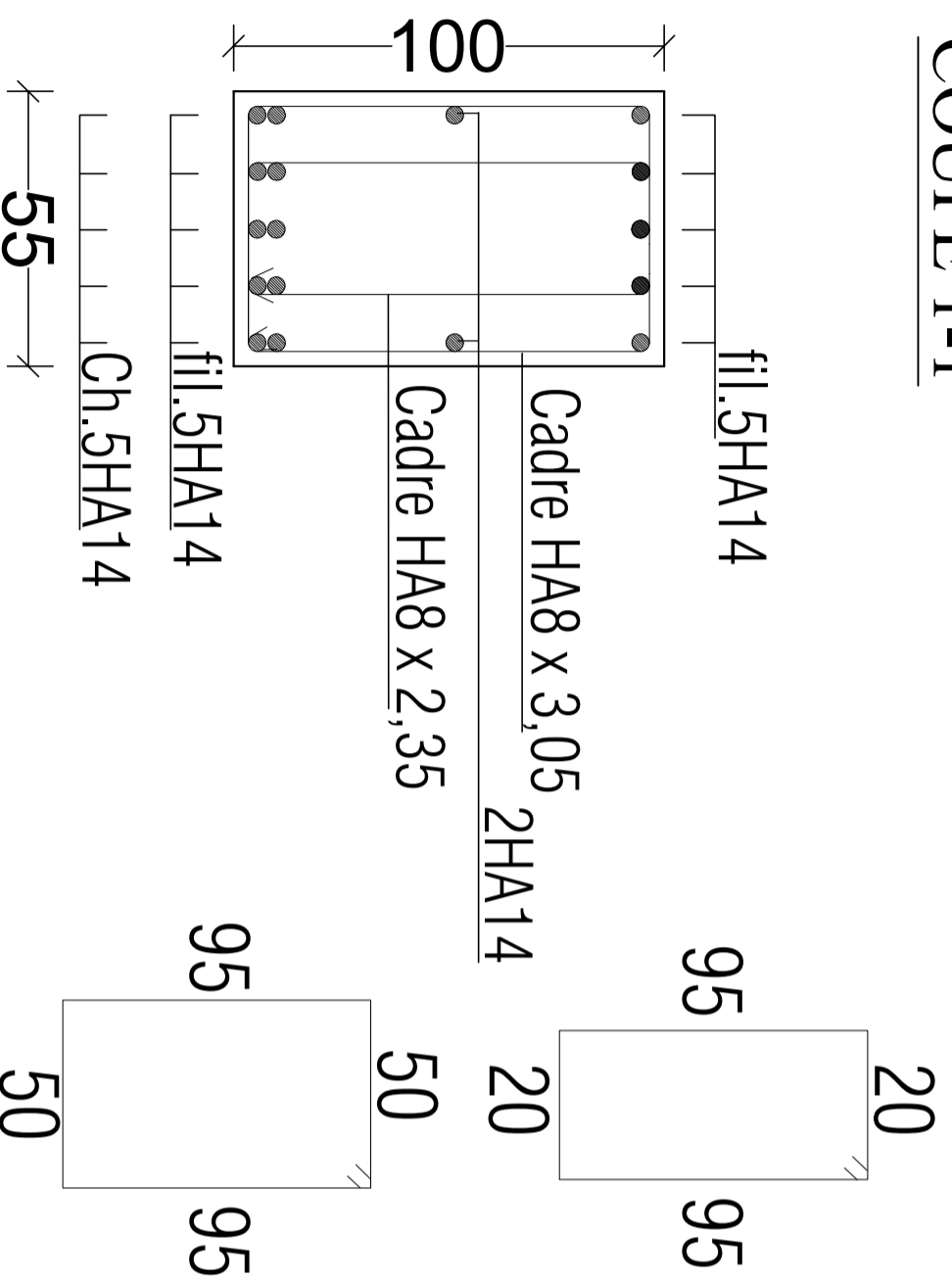


Nervure longitudinale (55*100).

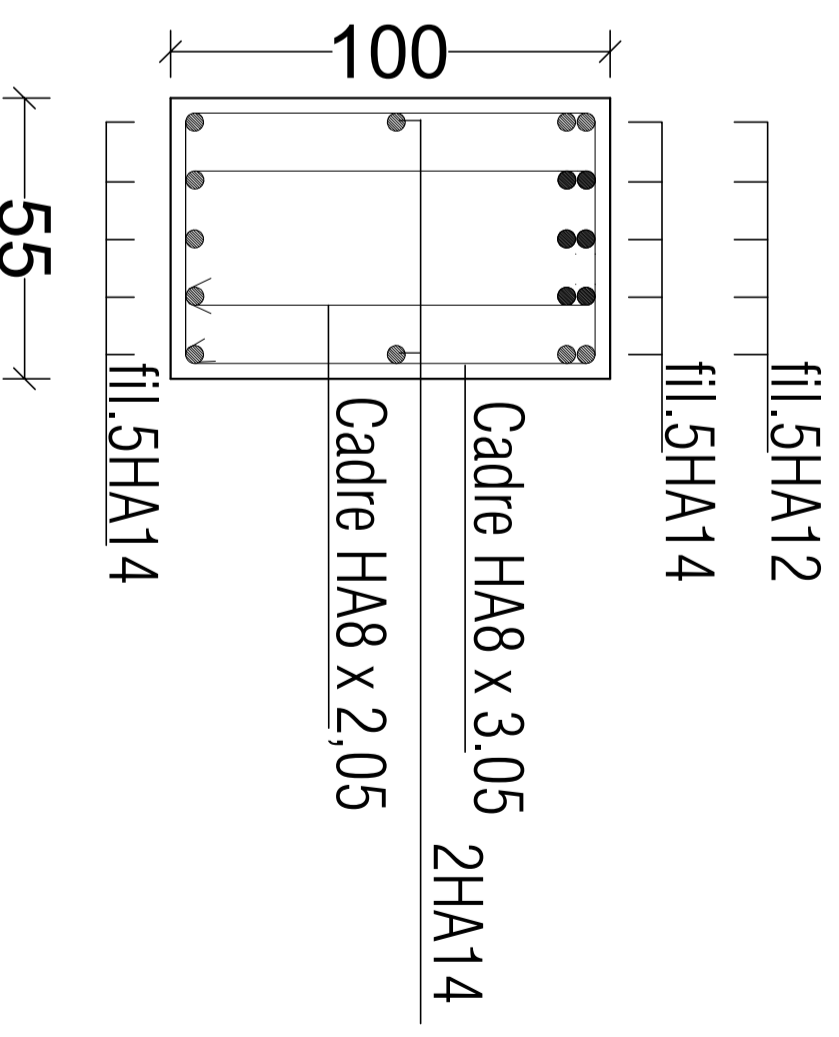
Nervure longitudinale:(55*100);fil: *2*;*3*;*4* .



COUPE 1-1

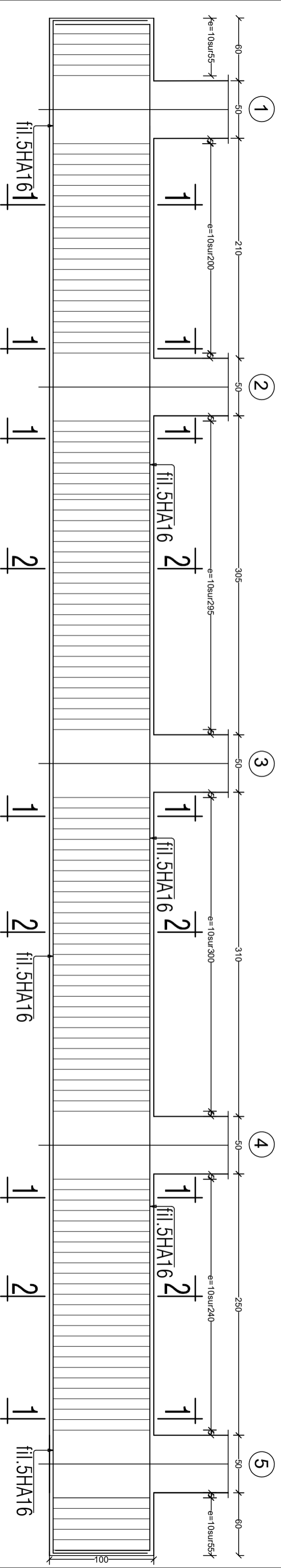


COUPE 2-2

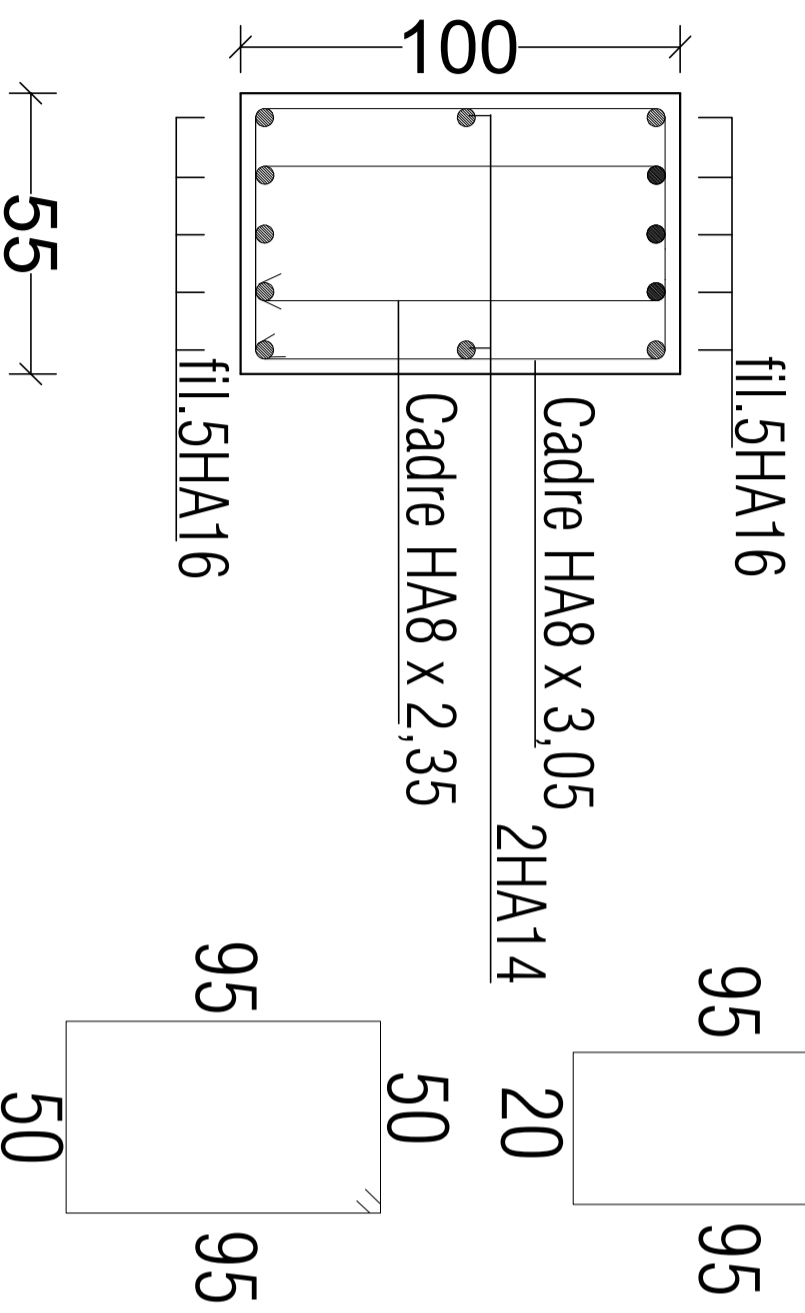


Nervure transversale (55*100).

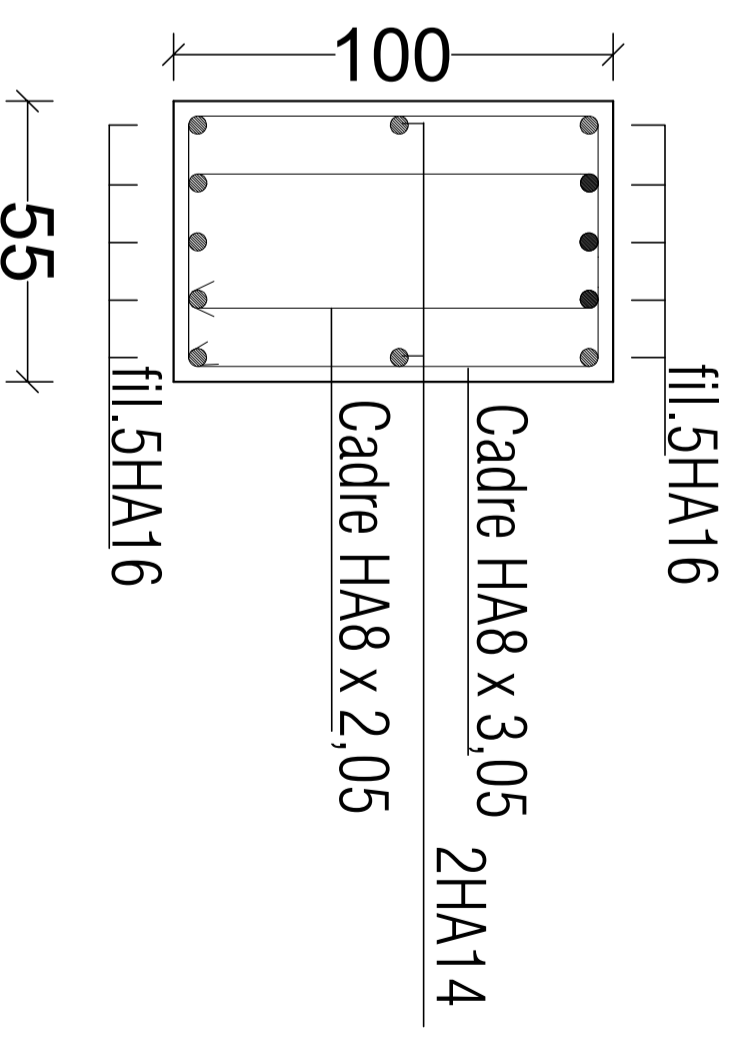
NERVURE TRANSVERSALE : (55*100);fil: *C*,*F*.



COUPE 1-1



COUPE 2-2



Chapitre XI
Etude du mur plaque

IX-1- Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

IX-2- Les exigences du RPA99/2003

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur est de 15cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm

IX-3- Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastrée au niveau de la semelle et encastrée aussi au niveau de base 2 (radier nervurer).

IX-4- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- ✓ Surcharge : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.
- ✓ $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- ✓ $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- ✓ $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé.

IX-5- Détermination des sollicitations

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui 'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que :

- ✓ $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- ✓ $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$
- ✓ $K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,333$

Avec $0 < h < H = 3.40$ m.

IX-6- Calcul des contraintes Horizontales et Verticales

➤ **ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,33 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10) = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

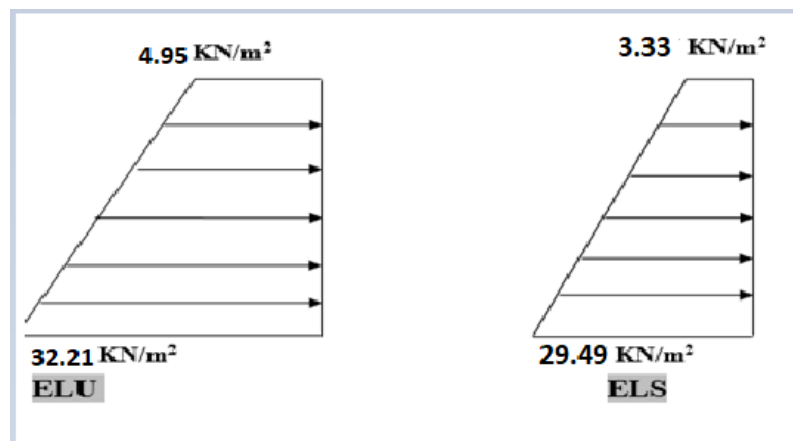
$$\text{Pour } H=3,40 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,33 (1,35 \times 18 \times 3,40 + 1,5 \times 10) = 32,21 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,33 (18 \times 0 + 10) = 3,33 \text{ KN/m}^2$$

$$H=3,40 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,33 (18 \times 3,40 + 10) = 23,49 \text{ KN/m}^2$$



ELS :

➤ **Charge Moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 32,21 + 4,95}{4} \times 1 = 25,39 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 23,49 + 3,33}{4} \times 1 = 18,85 \text{ KN/ml}$$

IX-7- Détermination des moments de flexion

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre ($b=1\text{m} = 100\text{cm}$)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS Sens X-X

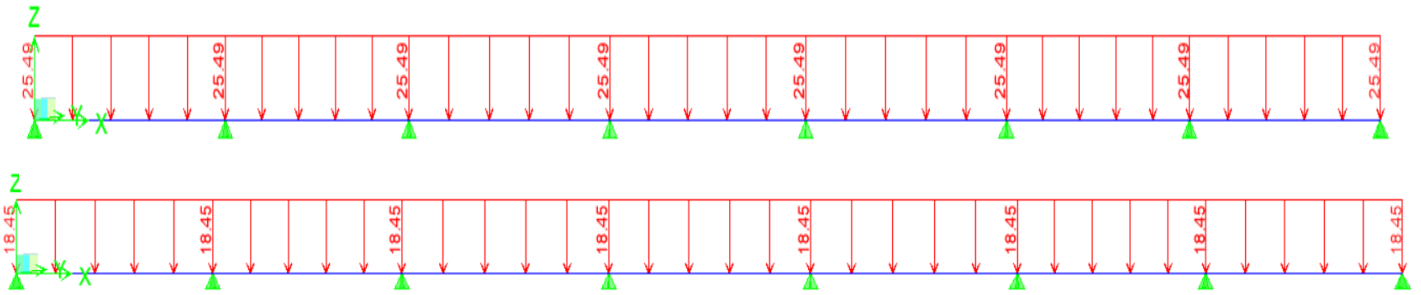


Figure IX .1. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

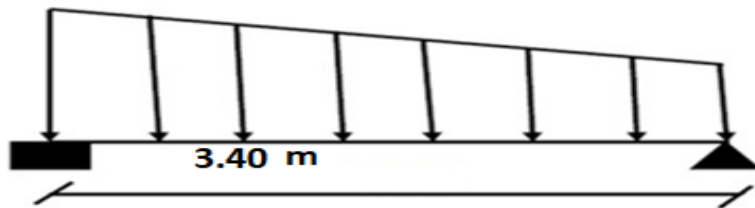


Figure IX-2. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

A. Diagrammes des efforts :

➤ ELU :

Sens X-X :

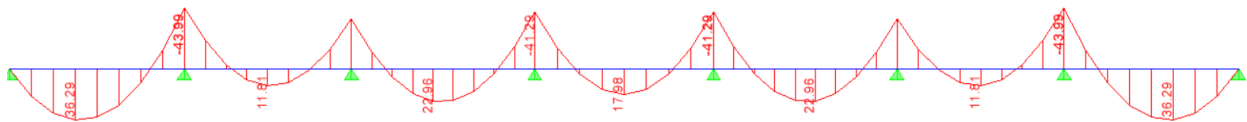


Figure IX-3. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens-Y-Y :

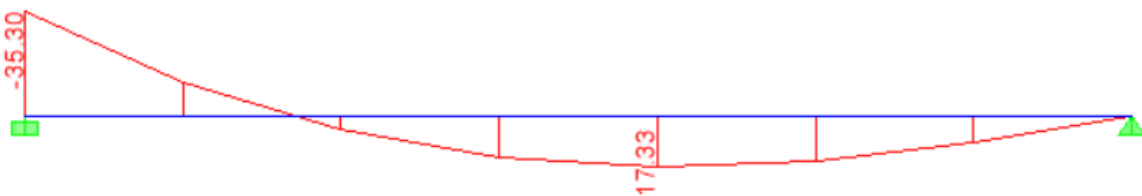


Figure IX-4. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

➤ ELS :

Sens X-X

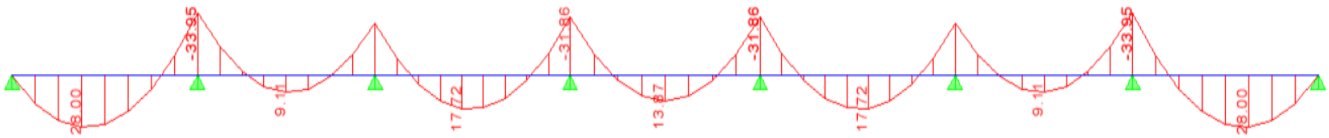


Figure IX-5. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens-Y-Y

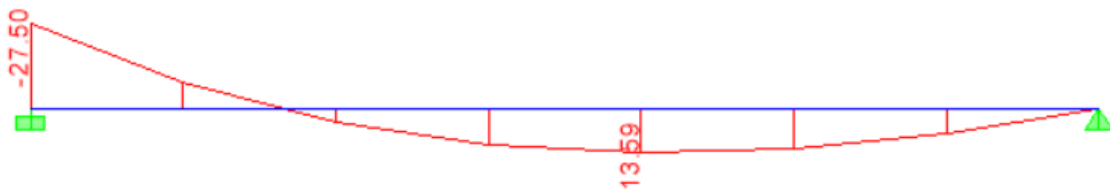


Figure IX-6. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

B. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $ep = 25$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.

Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On n'a

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

C. Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical) $A \geq 0,0015bh$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m^2 de HA8.

Tableau IX-1. Ferrailage du mur

Sens	Zone	M_u KN. m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	43.99	0,096	SSA	0.949	2.17	7.40	7HA12=7.91	15
	Travée	36.29	0,078	SSA	0.95 9	2.17	6.04	7HA12=7.91	15
Y-Y	Appuis	35.30	0,076	SSA	0.96 0	2.17	5.87	6HA12=6.78	20
	Travée	17.33	0.038	SSA	0.98 1	2.17	2.82	6HA12=6.78	20

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm.

IX-8-vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité : BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

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

B. Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens X-X :

$$S_t = 15 < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens-Y-Y :

$$S_t = 20 < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

C. Longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA12 : } L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)

Pour $\varnothing 12 \Rightarrow La = 0.4 \times Ls = 16,93\text{cm} = 18\text{cm}$.

IX-9-Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min (266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}.$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{d \cdot b} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux IX-2-Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	7.91	33.95	0.439	0.898	34.17	2.391	201,63	0.07 0	15	Cv
	Travée	7.91	28.00	0.439	0.898	34.17	1.972	201,63	0.05 8	15	Cv
Sens y-y	Appuis	6.78	27.50	0.377	0.903	36.47	2.246	201,63	0.06 2	15	Cv
	Travée	6.78	13.59	0.377	0.903	36.47	1.110	201,63	0.03 0	15	Cv

b. Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$h = 20\text{ cm}$: hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 : valeur maximum du moment isostatique.

A : section des armatures.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Sens X-X :

$q_s = 18,45$ KN/ml

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,45 \times \frac{3,40^2}{8} = 20,66 \text{ KN.m}$$

$M_t = 36.76$ KN.m

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{7.91}{100 \times 18} = 0,00439 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{36.76}{10 \times 20.66} = 0,17 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens-Y-Y :

$q_s = 18,45$ KN/ml

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,45 \times \frac{3,40^2}{8} = 20,66 \text{ KN.m}$$

$M_t = 17.33$ KN.m

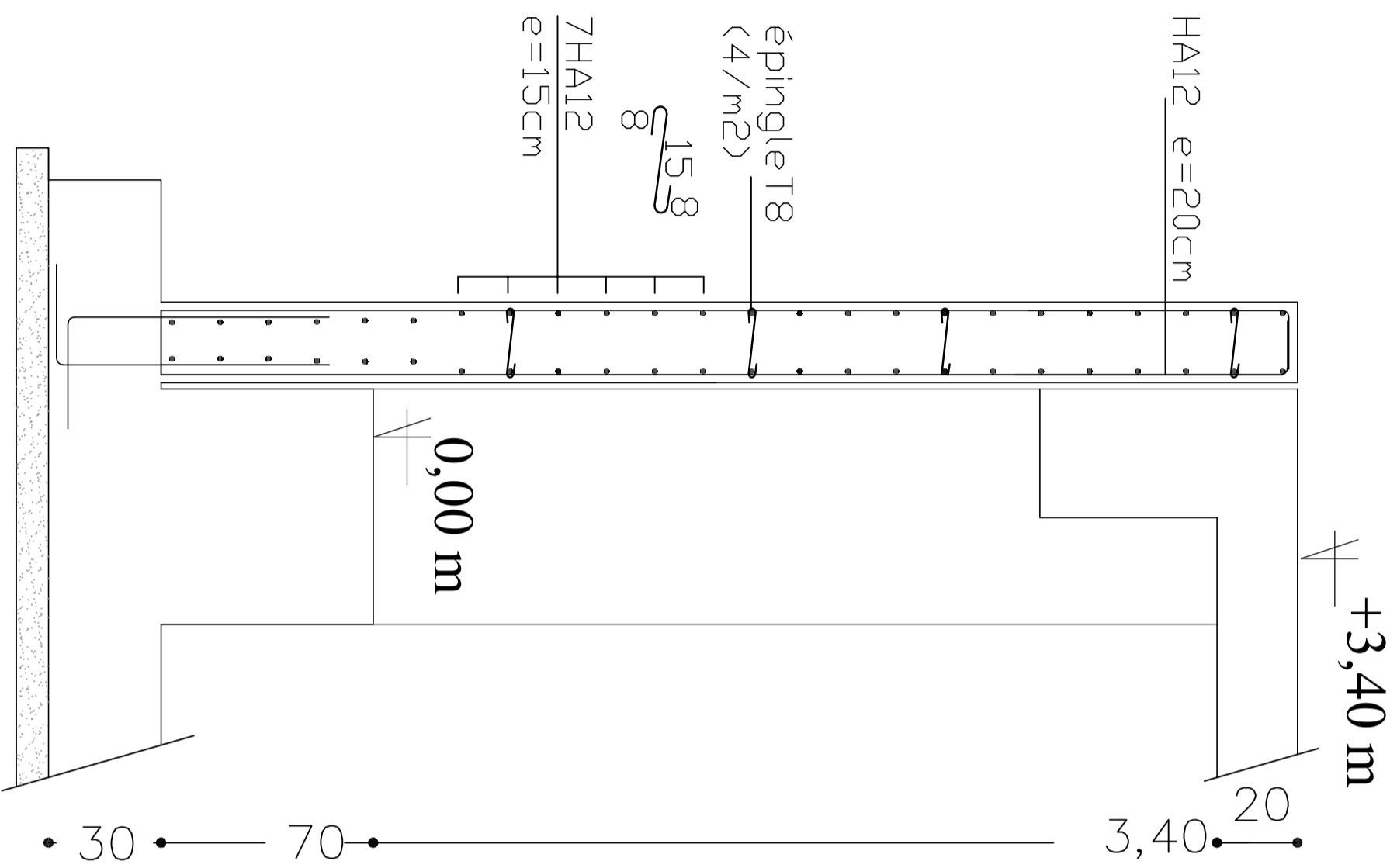
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{6.78}{100 \times 18} = 0,00376 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

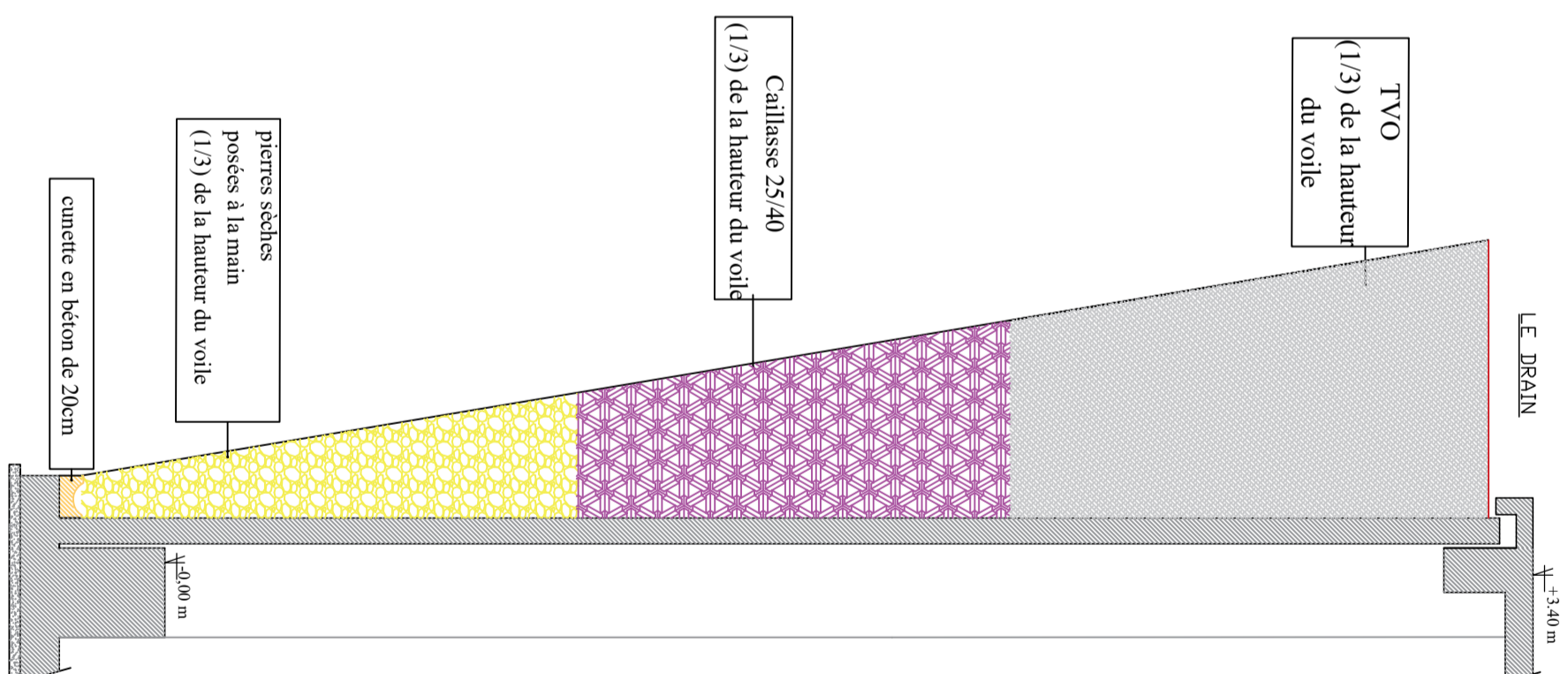
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{100} = 0,20 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17.33}{10 \times 20.66} = 0,083 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Détails de ferrailage du mur plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce projet de fin d'étude, une étude d'un bâtiment en béton armé (R+7+entresol) à usage habitation et commercial situé à Alger a été réalisé.

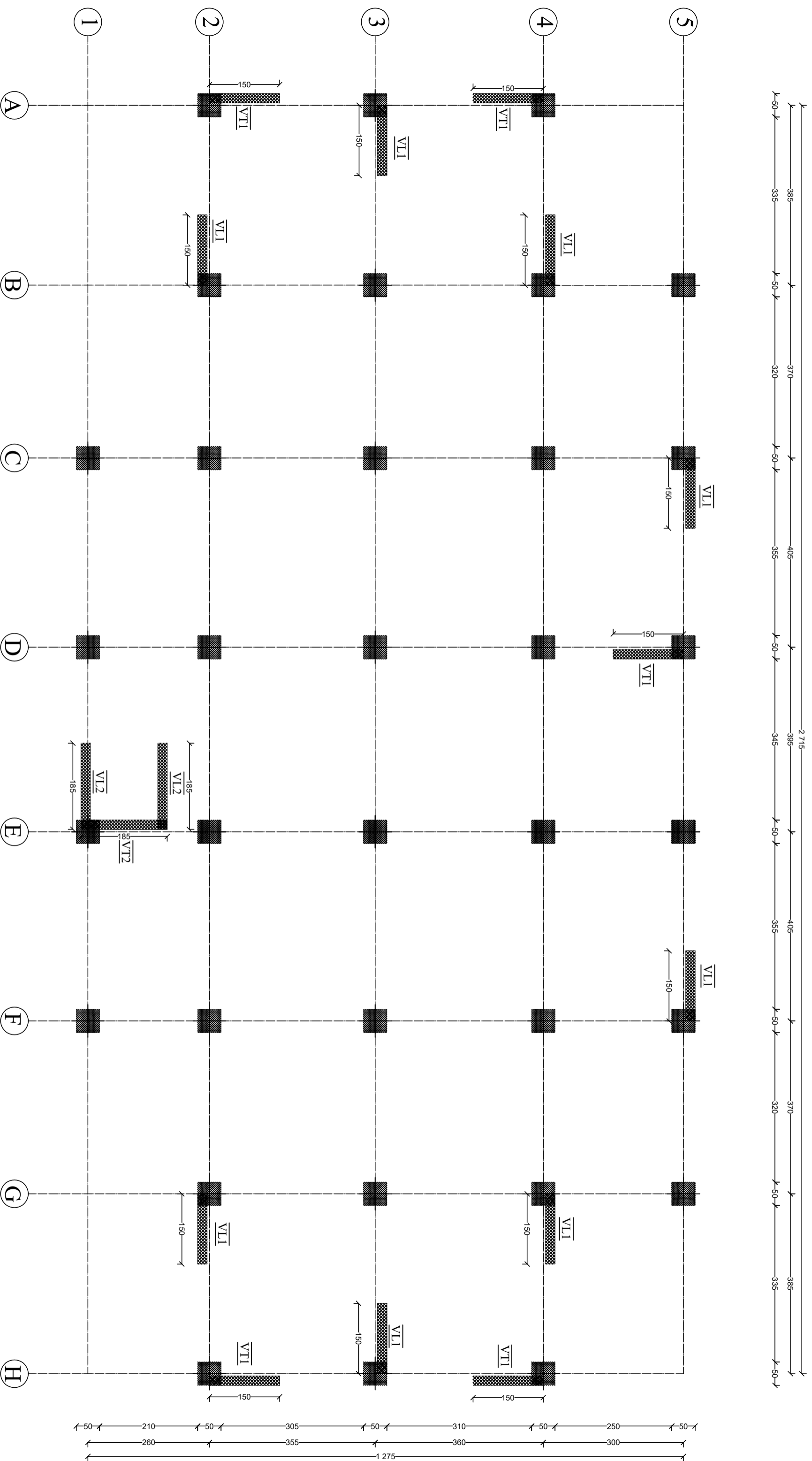
Cette expérience nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre cursus universitaire et d'apprendre des différentes techniques de calculs et l'application du règlement parasismique algérien.

Notre étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

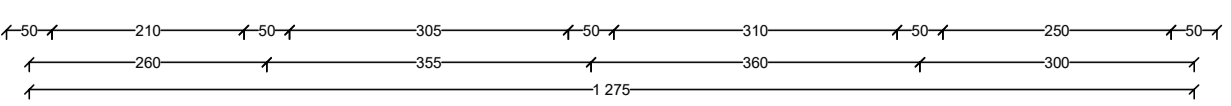
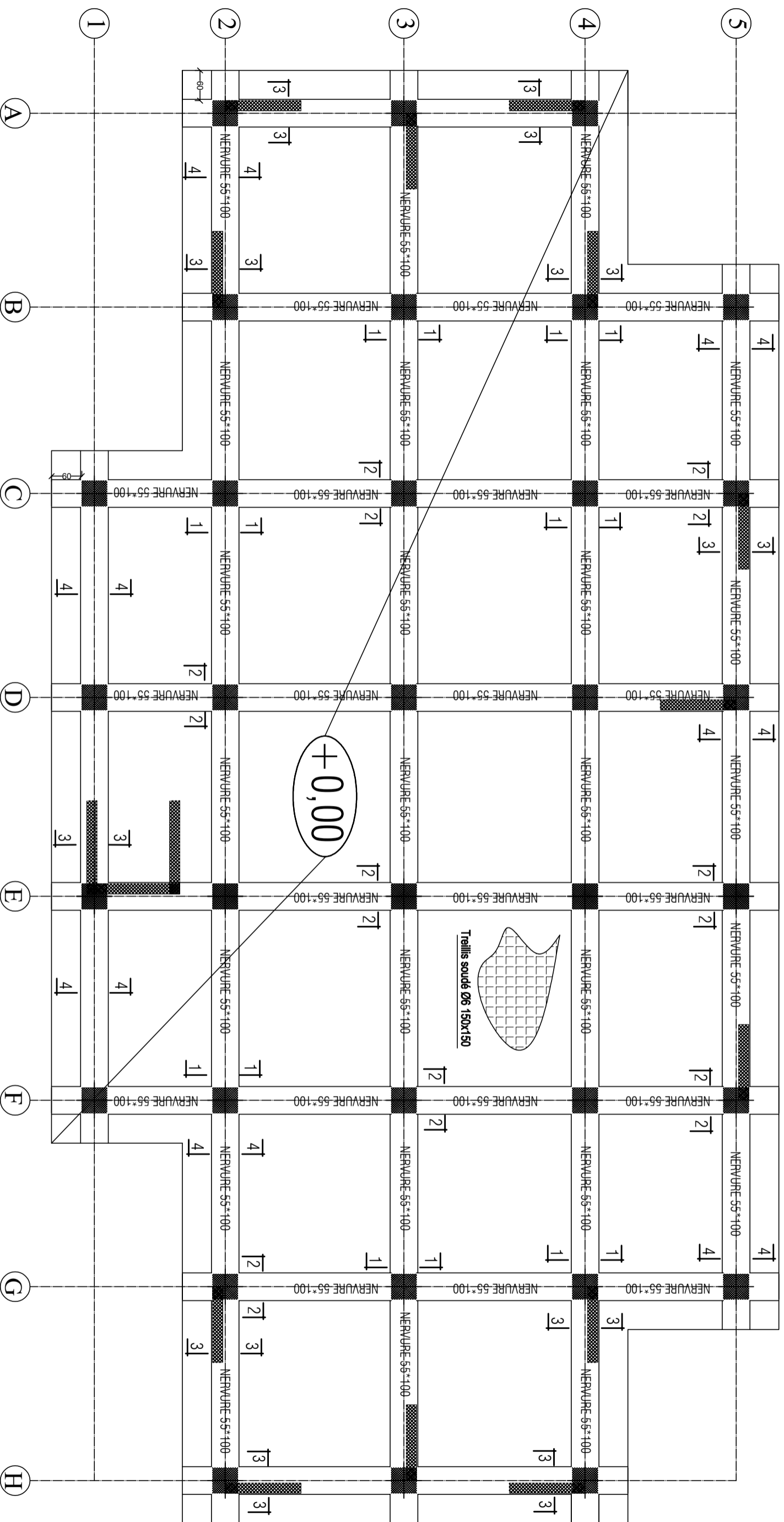
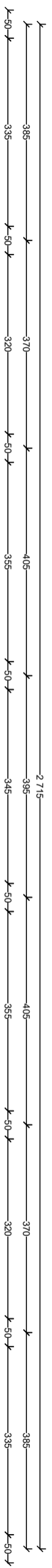
- Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques -voiles) nous avons choisi les dimensions les plus proches du minimum recommandé par le RPA.
- Concernant le choix de système de contreventement du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de les faire participer au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voile possible dans le but de ramener le système à un contreventement mixte.
- Le choix de fondation est conditionné par le rapport géotechnique, faute d'absence de ce dernier nous avons procéder par élimination nous avons opté au final pour un radier général.

Pour achever, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail concernant soit des efforts internes dans les éléments soit dans la disposition des voiles.

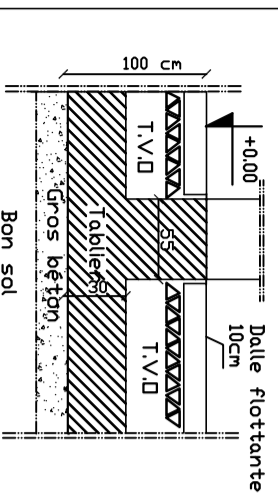
PLAN DISPOSITION DES VOILES



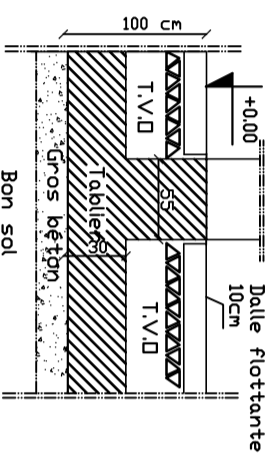
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER : +0.00 m



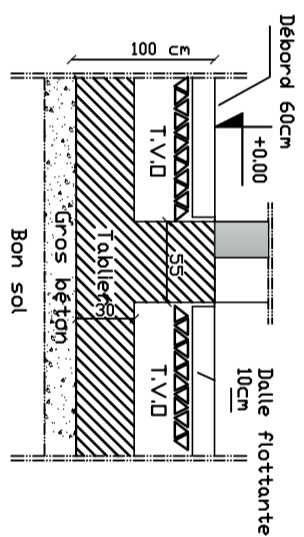
Coupe 1-1



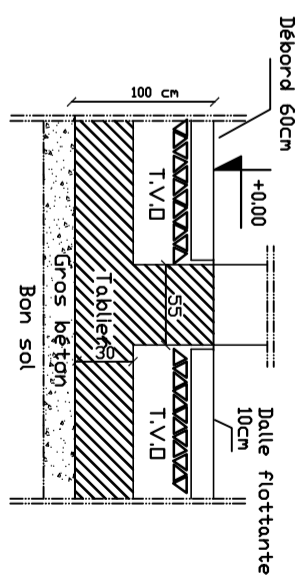
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



UNIVERSITE MOULOUDE MIAMMERITZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+7+entree-sol à usage d'habitation et commercial

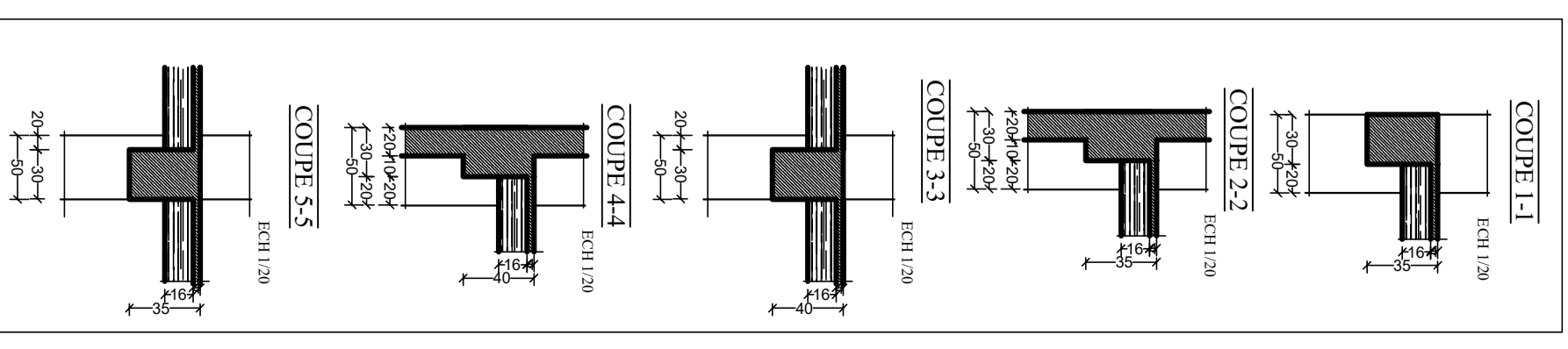
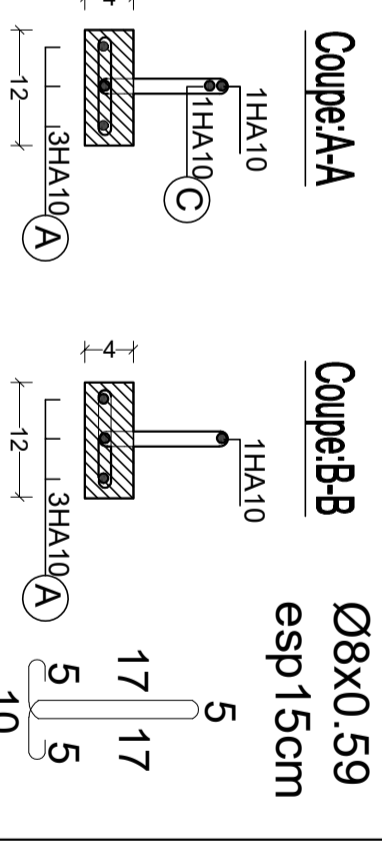
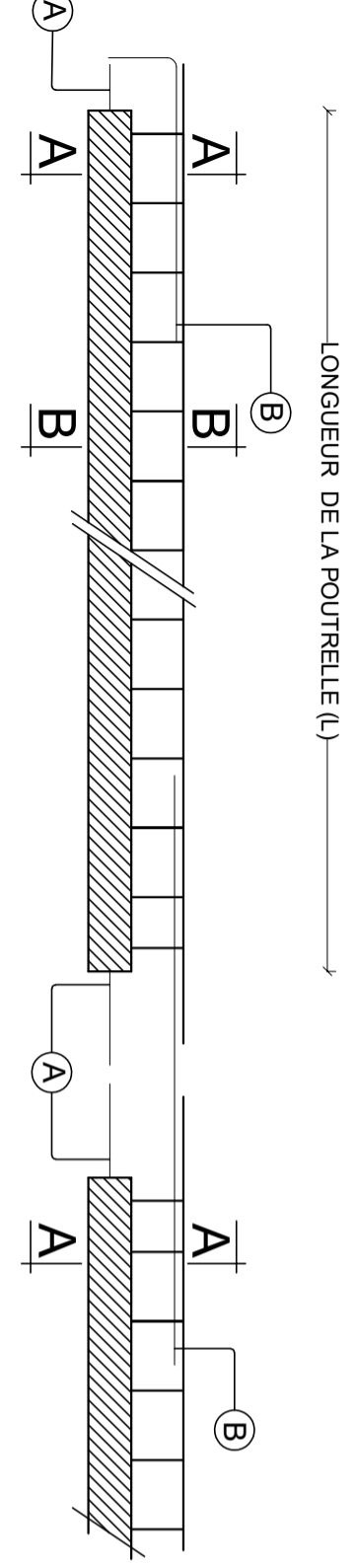
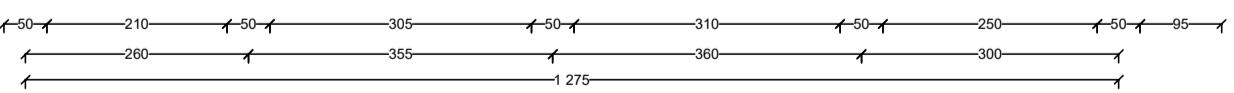
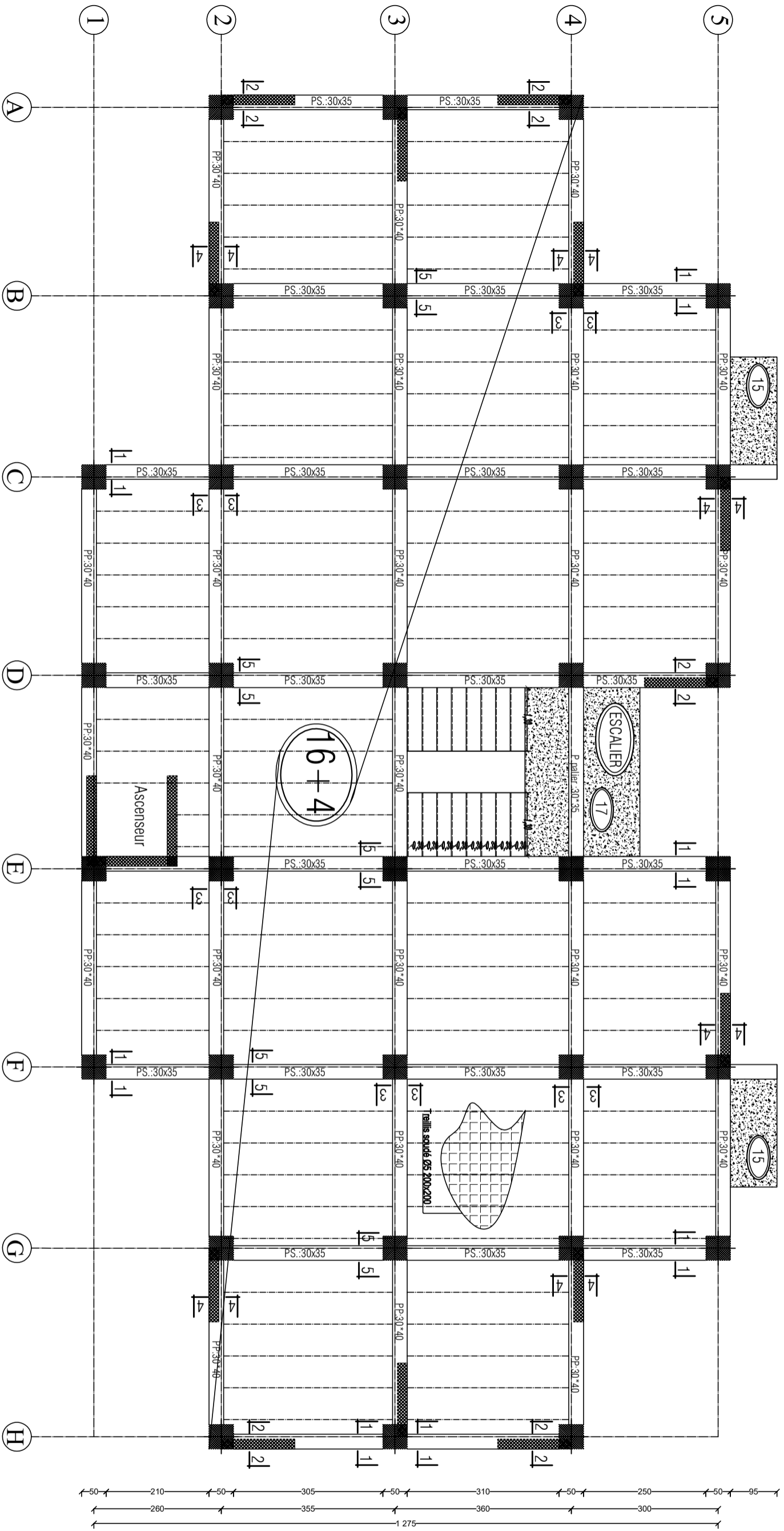
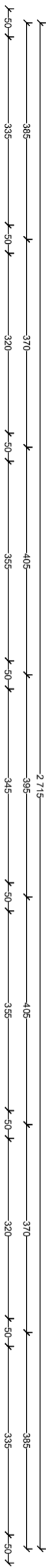
PLAN DE COFFRAGE DE RADIER

Réalisé par : TALEB Ferrouja
 KEBALI Yacine

Encadrée par : Madame LARABIS

Promotion : 2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 3,40 ; +6,46 ; +9,52 m



UNIVERSITE MOULOUDE MAHAMERI TIZI OUIZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+7+entre-sol à usage d'habitation et commercial

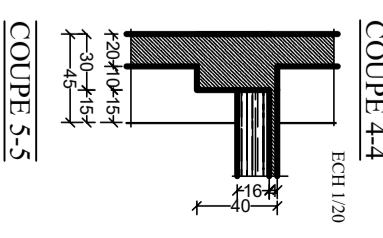
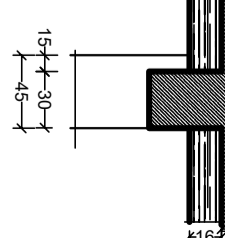
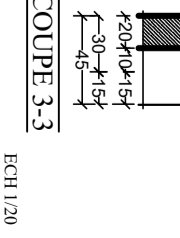
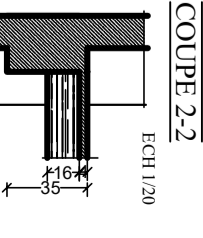
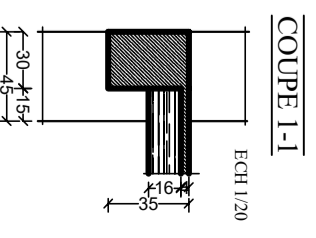
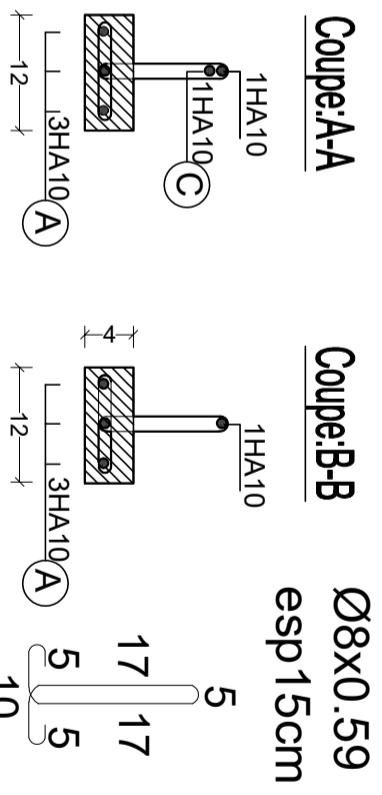
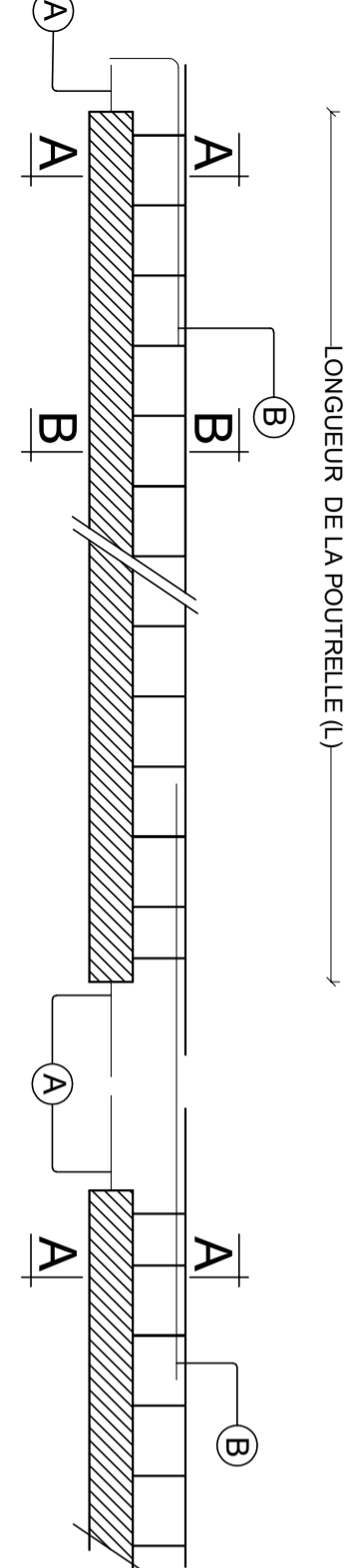
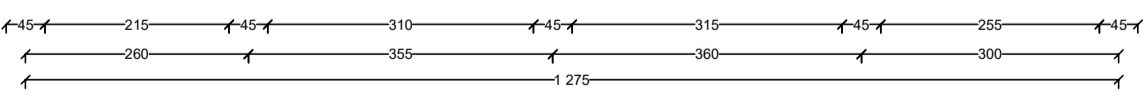
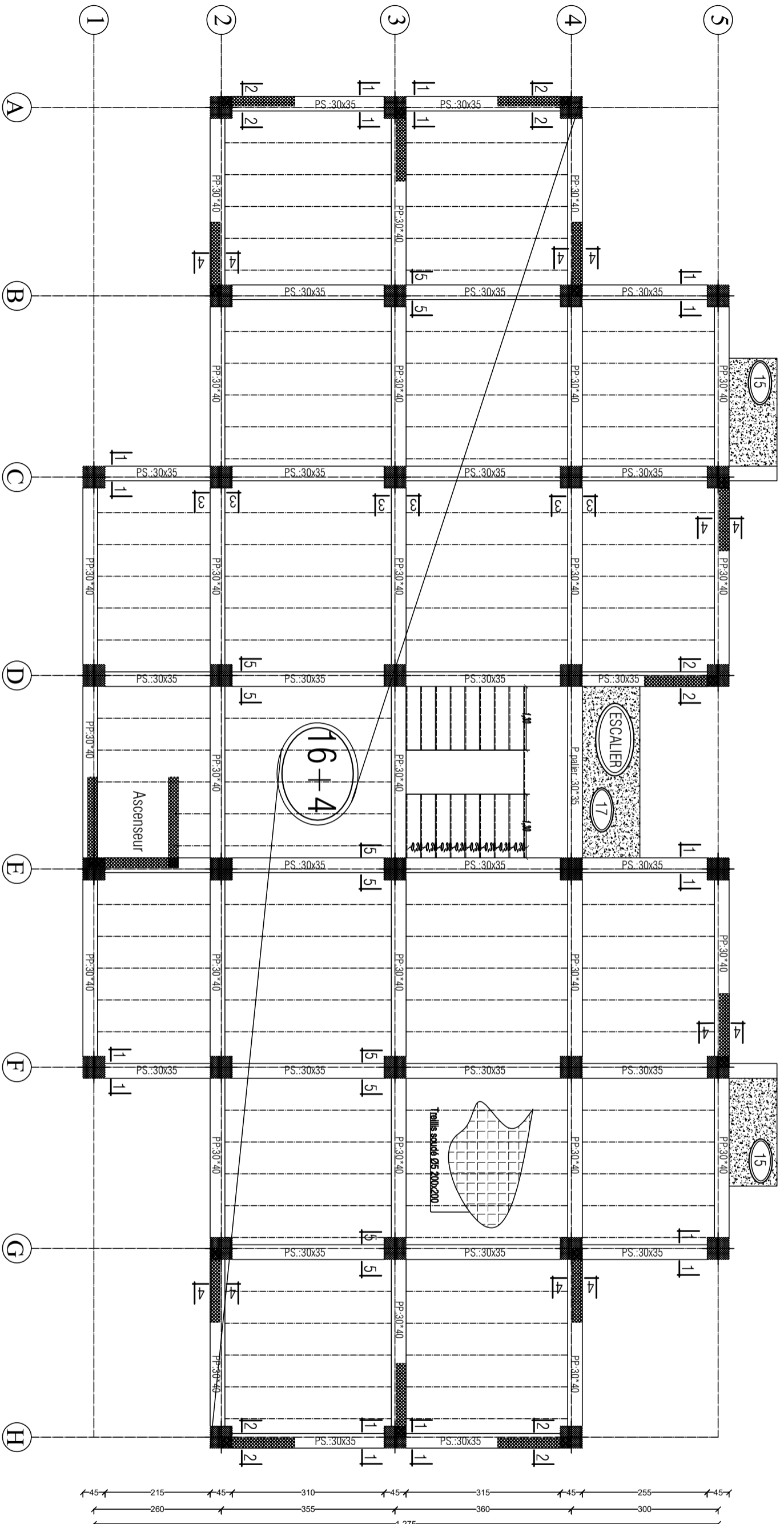
PLANE DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : TALEB Ferroudja
 KEBALLI Yacine

Eneaudée par : Madame LARABLI.S

promotion : 2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 12,58 ; 15,64 ; 18,70 m



UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI TIZI OUIZOU
 Departement Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+7+entre-sol à usage d'habitation et commercial

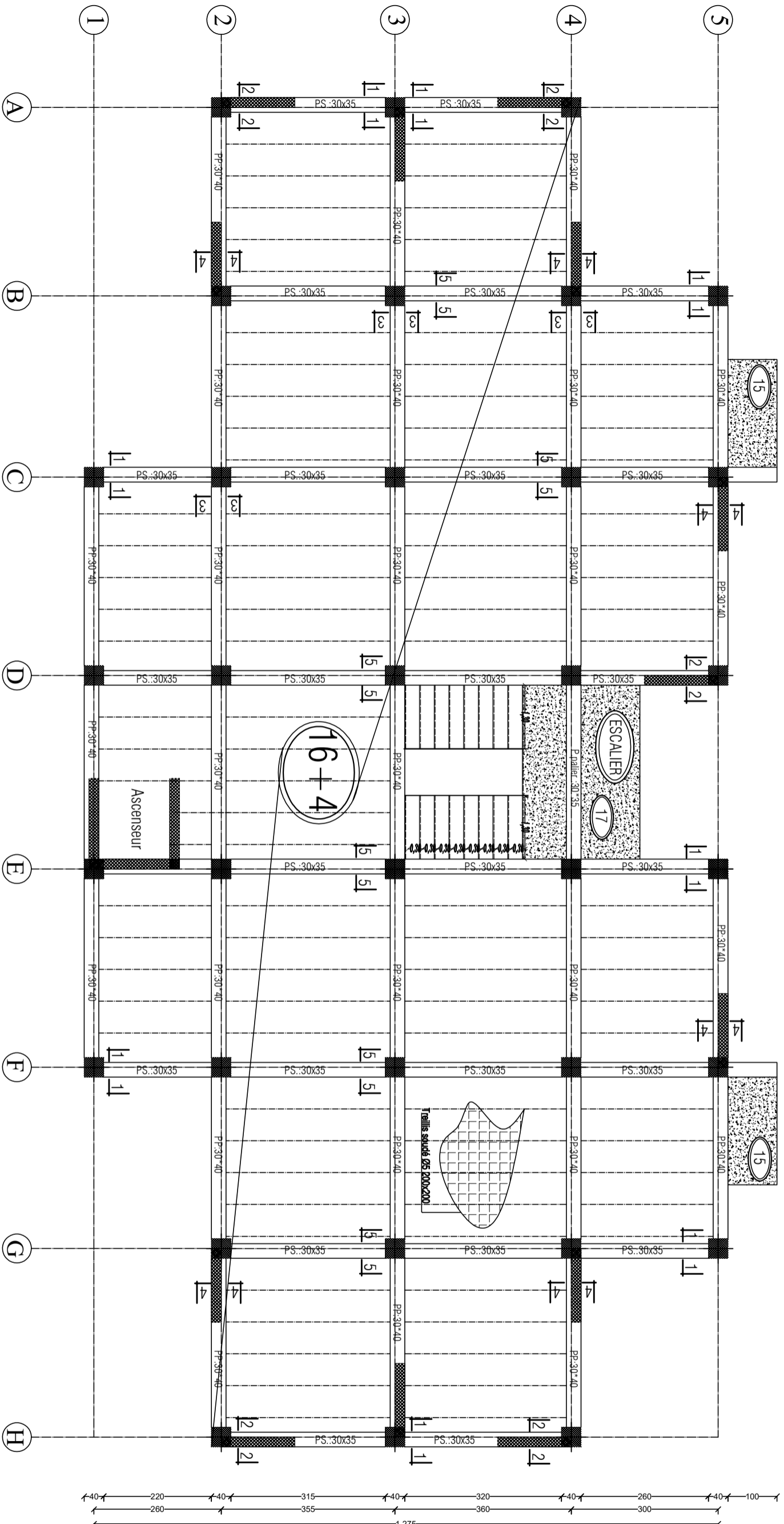
PLAND DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : TALEB Ferroudja
 KEBALLI Yacine

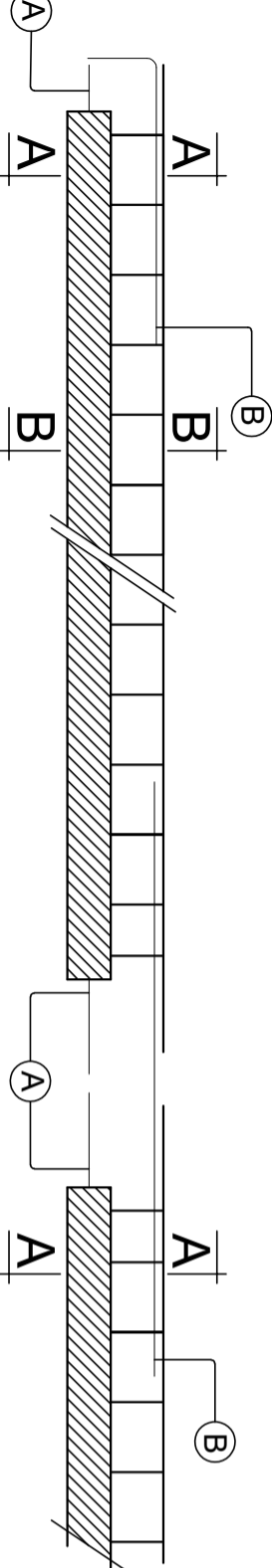
Eneautée par : Madame LARABLI.S

promotion : 2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV : + 21,76 ; 24,82 m



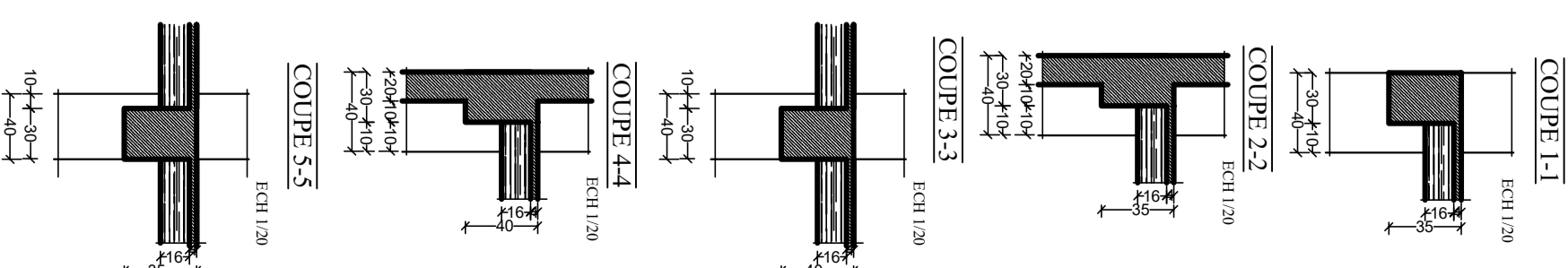
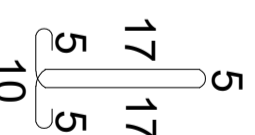
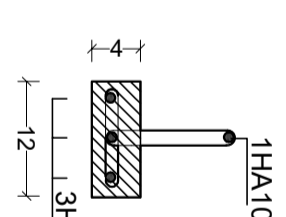
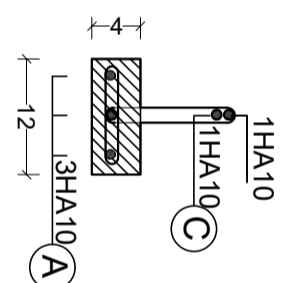
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe-A-A

Coupe-B-B

Ø8x0.59
esp 15cm



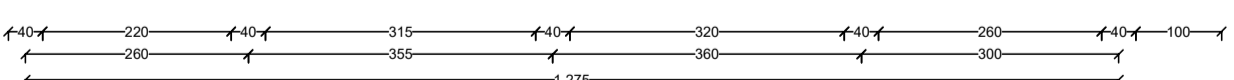
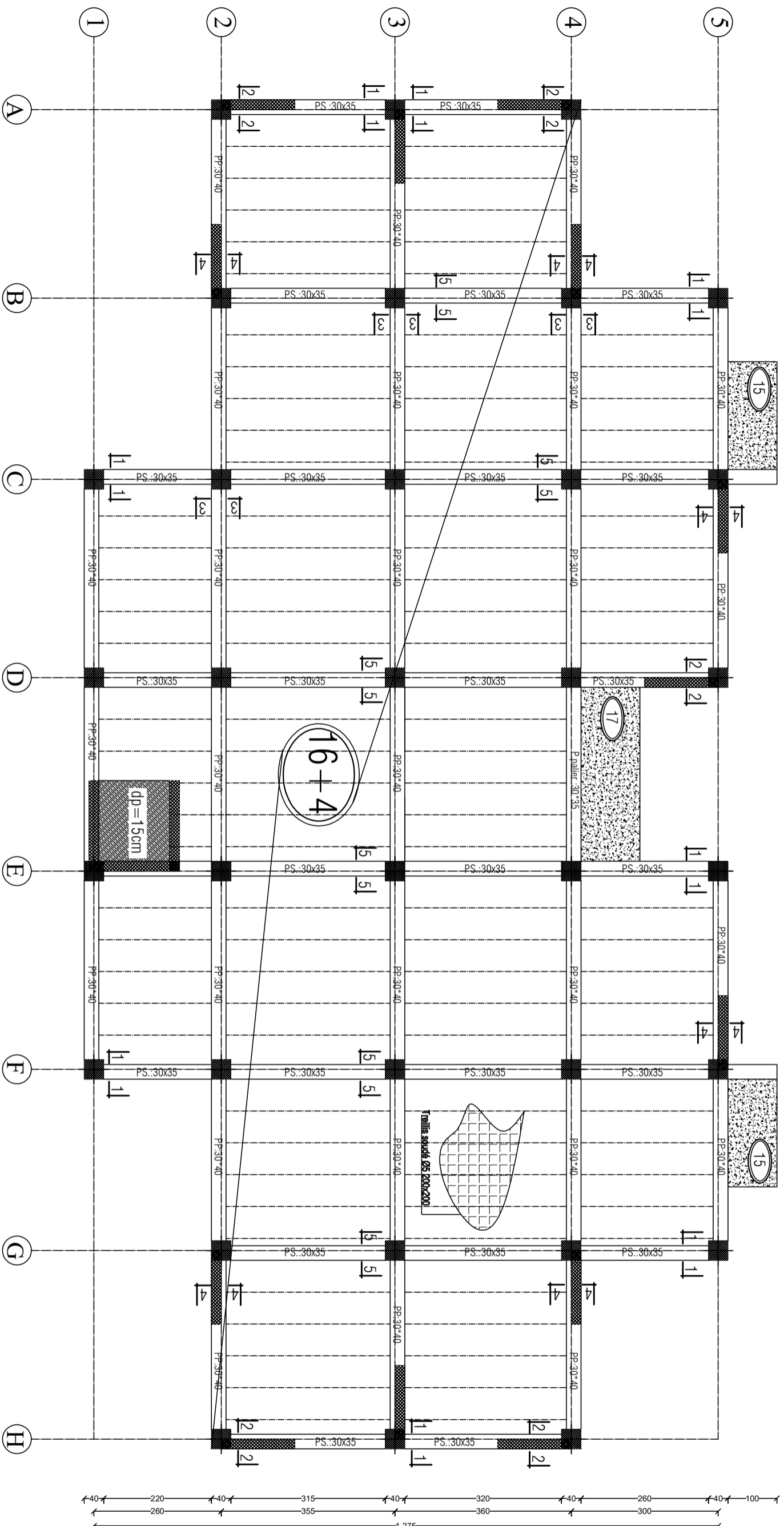
UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Departement Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémorire de fin d'étude

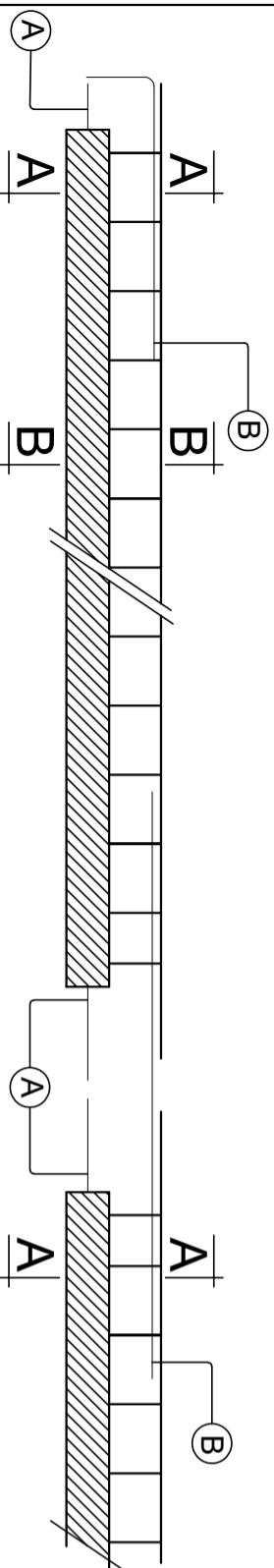
Etude d'un bâtiment R+7+entre-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS
Réalise par : TALEB Ferroudja
KEBALLI Yacine
Encadrée par : Madame LARABLI.S
promotion : 2022/2023

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 27,88 m



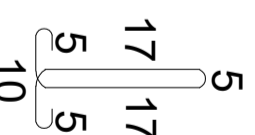
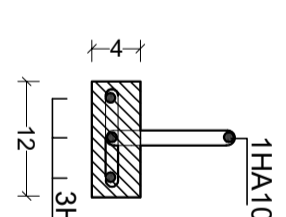
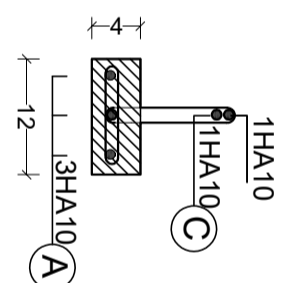
LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



Coupe:A-A

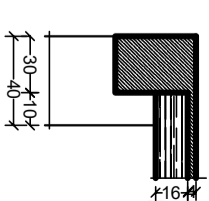
Coupe:B-B

Ø8x0.59
esp 15cm



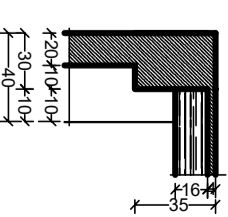
COUPE I-1

ECH 1/20



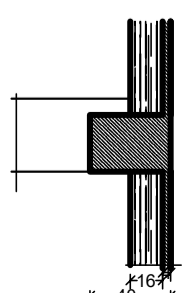
COUPE 2-2

ECH 1/20



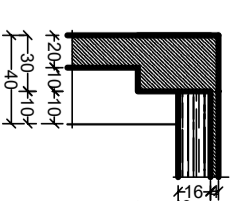
COUPE 3-3

ECH 1/20



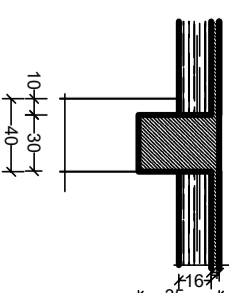
COUPE 4-4

ECH 1/20



COUPE 5-5

ECH 1/20



UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI TIZI OUIZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+7+entre-sol à usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : TALEB Ferroudja
KEBALLI Yacine

Encadrée par : Madame LARABLI.S

promotion : 2022/2023

Bibliographie:

Règlements :

- 1- RPA99/Version 2003 : Règle parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
- 2- BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)
- 3- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
- 4- Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C.2.2)

Logiciel et programme:

- 1- AUTOCAD 2020 (Dessin)
- 2- ETABS V9.0.7 « Extended three Dimensional Analysis of Building Systems » (Analyse des structures).
- 3- OFFICE 2010.
- 4- SOCOTEC