



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile Et Industrielle.

Thème

Étude d'une structure d'un bâtiment en (RDC +SOUS sol+5étages courants + charpente) à usage multiple en voiles et portiques Avec l'application du logiciel ETABS 9.7.4



✍ Étudié par:

- Melle : DJADEL LYNDA.
- Mr : TIDMIMT MOHAND.

✍ Dirigé par :

- Mr : MEGHLAT.E

Promotion
2021-2022

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué l'élaboration de ce présent mémoire et au bon déroulement de notre stage pratique.

*Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur **Mr. MEGHLAT** qui nous a beaucoup aidés.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis qui nous ont soutenus et encouragés.

Merci à tous

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père. A ma mère puisse Dieu la garder.
A Mes chers frères et chères sœurs.*

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé et soutenu.

*Remerciement spécial à mon binôme **MOHAND**,
après tant d'obstacles nous y sommes arrivées !
Nous avons réussi !*

*Un remerciement à **Mr. MEGHLAT** pour l'aide précieuse qu'elle nous a apporté au cours de ce travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.
A toutes les personnes que j'aime.*

D.LYNDA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents Qui m'ont soutenue et encouragée. A mon frère YANIS et ma sœur SYLIA.

Sans oublier ma binôme « LYNDA » pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.

Un remerciement à Mr. MEGHLAT pour l'aide précieuse qu'elle nous a apporté au cours de ce travail.

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé et soutenu et Ma famille proche pour leurs grands amours et leurs soutiens.

T.MOHAND

Listes des figures

Figure I.1: vue en 3D de la structure	2
Figure I.2. diagramme des contraintes de déformation à l'ELU.....	6
Figure I.3. Diagramme des contraintes-déformation à l'ELS.....	6
Figure I.4. Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'ELS	8
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	11
Figure II.2 : a- Coupe du voile en élévation	13
Figure II.3 : b- Coupe du voile en plan	16
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant	17
Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur	18
Figure II.6: Coupe de poteau.....	23
Figure II.7 : Identification des paramètres.....	24
Figure III.A.1: Coupe transversal du plancher	27
Figure III.A.2 : Treillis soudé de 15x15cm ²	28
Figure III.A.3 : surface revenant aux poutrelles	29
Figure III.A.4 : Schéma statique de la poutrelle.....	31
Figure III.A.5 : diagramme des efforts interne	33
Figure III.A.6 : Schéma statique de la poutrelle.....	34
Figure III.A.7 : diagrammes des efforts internes.....	35
Figure III.A.8 : dimensions de la section en Te.....	36
Figure III.A.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée)	36
Figure III.A.10 : coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	37
Figure III.A.11 : diagrammes des efforts internes à l'ELS	41
Figure III.A.12 : diagrammes des efforts internes à l'ELS	43
Figure A.13: ferrailage du plancher.....	45
Figure : III.B.1: Schéma général d'une volée	46
Figure : III.B.2 : vue en plan de l'escalier.....	47
Figure III.B.3 : Schéma statique d'escalier	47
Figure III.B.4 : schéma statique d'escalier	50
Figure III.B.5: Tronçon 1	50
Figure III.B.6 : Tronçon II.....	51
Figure III.B.7: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	52
Figure III.B.8: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU	55
Figure III.B.9 : Diagramme des efforts interne à l'ELS	57
Figure III.B.10: Schéma statique de calcul	58
Figure III.B.11 : plan de ferrailage de l'escalier	60
Figure III.C.1 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	61
Figure : III.C.2 : méthode de calcul d'une charge excentrée.....	62
Figure : III.C.3 : ferrailage de la salle machine sens (x-x)	70
Figure : III.C.4 ferrailage de la salle machine sens (y-y)	70

Figure : IV.1 : Vu en 3d de la structure	73
Figure IV.2 : Déplacement maximal	79
Figure V.1.1 : diagramme des efforts normaux	90
Figure V.1.2 : diagrammes des efforts tranchants	90
Figure V.1.3 : diagramme des moments	91
Figure V.1.4 : les moments dans les poteaux	91
Figure V.1.5 : Schéma explicatif du moment fictif	94
Figure V.1.6 : Délimitation de la zone nodale	99
Figure V.1.7 : Schéma de ferrailage du poteau RDC + S-Sol	104
Figure V.1.8 : Schéma de ferrailage du poteau 1 ^{er} , 2eme, 3eme étages	104
Figure V.1.9 : Schéma de ferrailage du poteau 4 ^{eme} , 5eme, toiture	104
Figure V.2.1 : diagrammes des moments.....	105
Figure V.2.2 : diagrammes des efforts tranchants.....	106
Figure V.2.3 : Disposition des armatures SDA.....	108
Figure V.2.4 : Zone nodale.....	114
Figure V.2.5 : Ferrailage des poutres principales loin des voiles	117
Figure V.2.6 : Ferrailage des poutres principales proche des voiles.....	118
Figure V.2.7 : Ferrailage des poutres secondaire loin des voiles.....	119
Figure V.2.8 : Ferrailage des poutres secondaire proche de voile	119
Figure V.2.9 : Ferrailage de poutre de chaînage	120
Figure V.2.10 : Ferrailage de poutre de ferme (charpente)	121
Figure V.2.11 : Ferrailage de poutre de palière	121
Figure V.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	126
Figure V.3.2 : Coupe du voile longitudinale.....	127
Figure V.3.3 : Ferrailage du Voile 1m zone I	132
Figure V.3.4 : Ferrailage du Voile 1m zone II.....	132
Figure V.3.5 : Ferrailage du Voile 1m zone III.....	132
Figure V.3.6 : Ferrailage du Voile 1,5 m zone I .II .III	133
Figure VI.1 : Schéma du mur plaque.....	134
Figure VI.2 : vue en plan du coffrage.....	135
Figure VI.3 : Schéma statique du mur	135
Figure VI.4 : Diagramme des contraintes	136
Figure VI.5 : panneau le plus sollicité	137
Figure VI.6 : Section transversal du mur plaque	138
Figure VI.7 : Ferrailage du mur plaque	141
Figure VII.1 : représentation du radier	145
Figure VII.2 : coupe verticale du radier	147
Figure VII.3 : diagramme des contraintes	150
Figure VII.4 : entre axes du panneau le plus sollicité	152
Figure.VII.5 : Représentation des charges trapézoïdales	157
Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié.....	158
Figure VII.7 : Répartition triangulaire	158

Figure VII.8. Présentation des chargements simplifiés	160
Figure VII.9 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens x-x.....	163
Figure VII.10: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens x-x.....	163
Figure VII.11: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens x-x.....	163
Figure VII.12: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens x-x.....	163
Figure VII.13: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens y-y.....	164
Figure VII.14: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens y-y.....	164
Figure VII.15: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens y-y.....	164
Figure VII.16: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens y-y.....	164
Figure VII.17 : Ferrailage de nervure dans le sens X-X	168
Figure VII.18: Ferrailage de nervure dans le sens Y-Y	169
Figure VII.19: Ferrailage de radier dans le sens X-X.....	170
Figure VII.20: Ferrailage de radier dans le sens Y-Y	170

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.....	7
Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.....	11
Tableau II.2 : Charges permanentes de la toiture	16
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant...	17
Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs	18
Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires	19
Tableau II.6 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	20
Tableau II.7 : Détermination des sections des poteaux.....	21
Tableau II.8 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99	22
Tableau II.9 : Vérification au flambement	23
Tableau II.10 : Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y.....	25
Tableau II.11 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X	25
Tableau II.12 : Rigidités des poteaux transversaux Y-Y	26
Tableau III.A.1 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU	32
Tableau III.A.2 : Efforts tranchants à l'ELU	32
Tableau III.A.3 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU	34
Tableau III.A.4 : Efforts tranchants à l'ELU	34
Tableau III.A.5 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS	40
Tableau III.A.6 : Efforts tranchants à l'ELS	40
Tableau III.A.7 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS	42
Tableau III.A.8 : Efforts tranchants à l'ELS	42
Tableau III.B.1 : Charges permanentes du palier	49
Tableau III.B.2 : Charges permanentes de la volée.....	49
Tableau IV.1 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles.....	77
Tableau IV.2 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	78
Tableau IV.3 : récapitulatif des paramètres.....	83
Tableau IV.4 : Vérification de l'effet du 2 ^{ème} ordre (l'effet $P-\Delta$)	86
Tableau IV.5 : Pourcentage de participation de la masse nodale	87
Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux	92
Tableau V.1.2 : Les efforts internes max dans les poteaux	96
Tableau V.1.3 : Les efforts internes max dans les poteaux	96
Tableau V.1.4 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens	97
Tableau V.1.5 : Détermination des armatures transversales	98
Tableau V.1.6 : Délimitation des zones nodales	99
Tableau V.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	100
Tableau V.1.8 : Vérification de la condition de non fragilité.....	101
Tableau V.1.9 : Vérification l'état limite de compression de béton	103

Tableau V.1.10: Ferrailage finale des poteaux	103
Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales (25X35) loin des voiles	109
Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres principales (25X35) adhérentes aux voiles.....	109
Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles.....	109
Tableau V.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) adhérentes aux voiles.....	109
Tableau V.2.5 : Ferrailage des poutres de chaînage (20X 30)	110
Tableau V.2.6 : Ferrailage des poutres ferme (25X 35).....	110
Tableau V.2.7: Ferrailage des poutres palières (25X 35).....	110
Tableau V.2.8 : Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles.....	115
Tableau V.2.9 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles	116
Tableau V.2.10 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles	116
Tableau V.2.11 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles	116
Tableau V.2.12 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage	116
Tableau V.2. 13: Vérification du ferrailage des poutres de la ferme.....	116
Tableau V.2.14: Vérification du ferrailage des poutres palières	116
Tableau V.3.1 : Ferrailage adopté pour le voile V_{x2} en zone III.....	128
Tableau V.3.2 : ferrailage des voiles longitudinaux	130
Tableau V.3.3 : ferrailage des voiles transversaux	131
Tableau VI.1 : Ferrailage du mur plaques	139
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à Els	141
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles	143
Tableau VII.2: résultat des charges verticales de chaque poteau	144
Tableau VII.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.....	155
Tableau VII.4: Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens Longitudinale	161
Tableau VII.5: Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens Transversale.....	162
Tableau VII.6: Récapitulatif des moments de la dalle	165
Tableau VII.7: Récapitulatif du ferrailage de la nervure	166

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments9

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux27

III.1 : Les planchers27

III.2 : Escaliers.....46

III.3 : La Salle machine61

Chapitre IV : Modélisation et vérifications des conditions du RPA
.....72

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....89

V.1 : Ferrailage des poutres.....89

V.2 : Ferrailage des poteaux.....105

V.3 : Ferrailage des voiles122

Chapitre VI : Etude du mur plaque134

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure142

Chapitre VIII : Plans d'exécution.

Conclusion générale

Bibliographie

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE:

L'ingénierie en génie civil est un ensemble d'activités qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art.

Ainsi ce secteur requiert des acteurs ayant acquis les connaissances, les compétences et les outils nécessaires pour faire un travail fructueux et aboutir à des constructions et des édifices de bonne qualité et de long rendement, c'est la mission des ingénieurs en Génie Civil.

L'étude des ouvrages en Génie Civil, nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

L'analyse approfondie des ouvrages soumis aux intempéries et les phénomènes naturels particulièrement le séisme renvoie l'ingénieur souvent aux mêmes causes principales, qui sont les mauvaises dispositions constructives ou les malfaçons d'exécutions généralement anarchiques.

Pour le calcul des structures dans notre pays nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL91/modifiée99), et nous devons aussi tenir à ce que nos calculs soient d'une manière à ramener une stabilité et une résistance aux éléments structuraux, afin d'assurer la sécurité des usagers .

Cependant, nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs. La bonne utilisation de ce logiciel nous donne des résultats rapides et précis.

L'objet de notre travail est l'étude d'une structure en (R+5+sous sol) a usage d'habitation et commercial en portiques et voiles.

Nous avons subdivisé notre travail en huit chapitres. En premier lieu, nous avons présenté notre ouvrage et les différents matériaux utilisés. Par la suite, nous avons pré dimensionné les différents

éléments (poteaux, poutres et voiles.....), et au chapitre suivant nous avons calculé les éléments structuraux.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS 9.7.4 qui est un outil de haute performance que nous avons utilisé pour la modélisation et l'analyse de notre structure.

Après avoir terminé toutes les étapes de modélisation et lancer les calculs, nous passerons à l'exploitation des résultats qui nous ont permis de procéder au ferrailage et leurs vérifications relatives au RPA99/modifiée2003.

Dans le dernier chapitre, nous nous intéressons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.

Ensuite, nous terminerons par une conclusion.

Au final, nous avons procédé aux Plans d'exécution.

Introduction :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91, RPA99/modifiée2003 et le CBA93) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-1-présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus Nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+Sous-sol) à ossature en portiques et voiles, à usage d'habitation et Commercial. Cet ouvrage est implanté à frèha wilaya de Tizi Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Le bâtiment est composé de :

- sous-sol : garage.
- RDC à usage commercial.
- Cinq étages à usage d'habitation.
- une cage d'escalier.
- une cage d'ascenseur.
- une ferme.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton Armé (BAEL91/modifiées.99) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes Et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)

I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- ❖ En plan :
 - ✓ Longueur totale : $L = 19.55 \text{ m}$
 - ✓ Largeur totale : $l = 12.60 \text{ m}$
- ❖ En élévation :
 - ✓ Hauteur totale (plancher) $HT = 26.84 \text{ m}$
 - ✓ Hauteur du sous-sol $H_{ss} = 4.60 \text{ m}$
 - ✓ Hauteur du RDC $HRDC = 4.08 \text{ m}$
 - ✓ Hauteur de l'étage courant $HE = 3.06 \text{ m}$
 - ✓ Hauteur de la ferme $H_f = 2.84 \text{ m}$

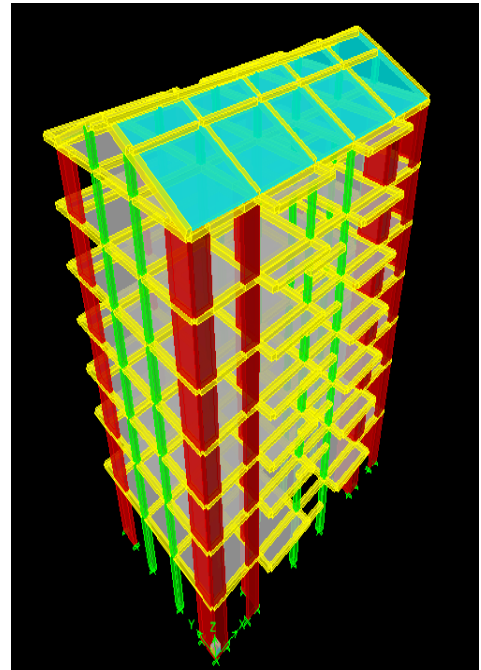


Figure I-1:vue en 3D de la structure.

I-1-2 Eléments de l'ouvrage :

a) la **superstructure** : est composée de :

- **L'ossature** :

Le contreventement

De la structure est assuré

Par des voiles et des portiques tout

En justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble

Sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales

- **Les planchers** : sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils Assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent-les Charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les Différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent La transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et Ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

- ✓ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé Posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont Prévue dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers.

- **Escaliers** : se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un Autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé Coulé sur place.

- **La maçonnerie** : Les façades seront réalisées en double cloison de briques, Creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (Partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs De séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm D'épaisseur.

- **Les revêtements** :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de Façade extérieure ;
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons Intérieurs et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux

- **Porte-à-faux :**

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

- **ferme sur toiture :**

C'est un élément constituant la toiture, non déformable supportant le poids de cette dernière.

b) L'infrastructure : est constituée de :

- Fondations : la fondation est l'élément qui est situé à la base de la Structure. Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne Conception découle une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent Être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts du sol (la descente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

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

- **Mur plaque :** est un mur qui est plaqué contre les poteaux.

I-1-3- Etude géotechnique du sol :

Par absence de rapport de sol on prend les caractéristiques suivant:

- Une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Un type du sol de nature: S_2 : ferme.

I -2- Caractéristique mécanique des matériaux :

I -2- 1- Béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels)
- Granulats (sables, gravillons, graviers...)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA).

- ✓ Le béton présente des résistances a la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa, mais faibles à la traction.
- ✓ Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**
(BAEL91/A.2.1,11)

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 Jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, Elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = j(4.76 + 0.83 \times j) \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = j(4.76 + 0.83 \times j) \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

❖ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est Donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la Compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \rightarrow t \text{ (BAEL91/Art. 2. 1, 12).}$$

Dans notre cas : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$** .

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

❖ **Module de déformation longitudinal du béton :**

• **Module de déformation longitudinal instantané du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

• **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module Différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la Compression, nous prenons un module égal à :

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

❖ **Module de déformation transversale :** qui est noté G, il caractérise la Déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par La relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ [MPa]}$$

Avec :

E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

❖ **Coefficient de poisson :** c'est le rapport entre la déformation relative

Transversale et longitudinale : $\nu = \Delta d / d \div \Delta l / l$

Il est pris égal à : $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ **Fluage du béton** : c'est le phénomène de déformation dans le temps sous Une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au Double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte Moyenne permanente imposée au matériau.

❖ **Phénomène du retrait** : c'est la diminution de longueur d'un élément de Béton, il est dû notamment au :

- Retrait avant prise : qui est une évaporation d'une partie de l'eau que Contient le béton ;
- Retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après Dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- Retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de L'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **Dilatation thermique** : le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} (Art 3.1,33/BAEL 91) , pour une variation de ± 10 °C on obtient $\Delta L = \pm 2\% \times L$.

Une variation de température peut entrainer des contraintes internes de Traction qui engendre une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, nous Placerons régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions Des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

❖ **Etat limite de contrainte de béton** :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la Théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure Ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour Lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et État limite de service (ELS).

• **Etats limites ultimes (E.L.U)** : sont associés à l'effondrement de La bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la Sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$ (Art A.4.3,41/BAEL 91)

γ_b : Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.5$: situation courante
 $\gamma_b = 1.15$: situation accidentelle

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est $> 24h$,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

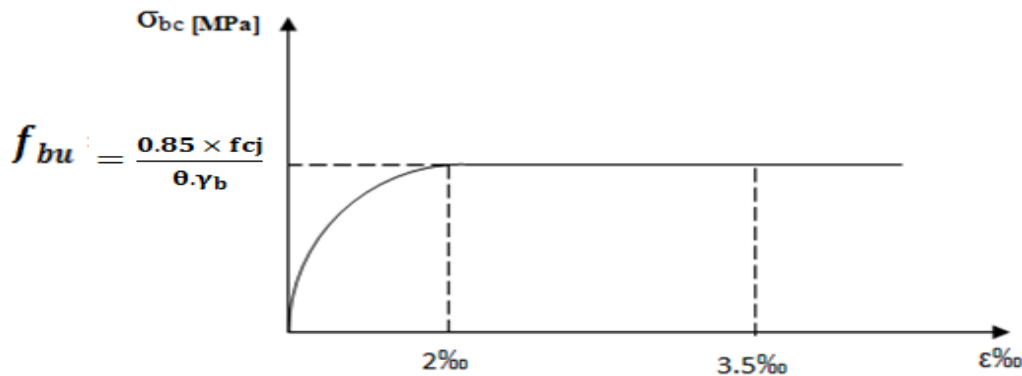


Figure I-2- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

• **Etats limites de services (E.L.S)** : ils correspondent aux états au-delà Desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites ; La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa] Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$ a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

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

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

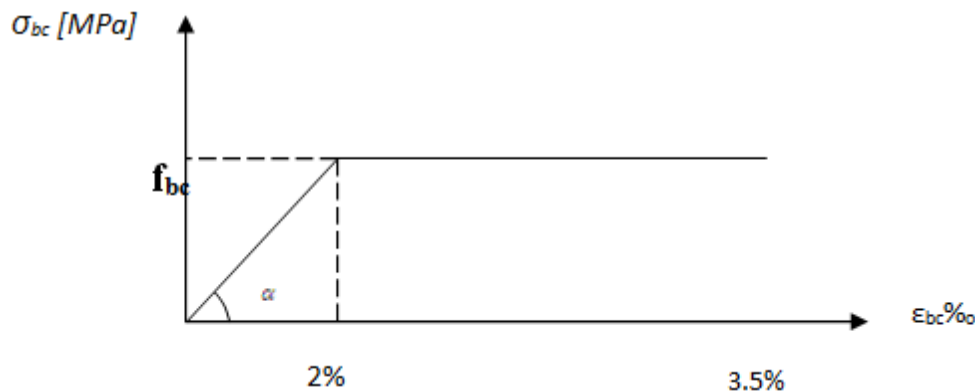


Figure I-3- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I-2-2- 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 Auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs États de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa

Treillis soudés [TL 520].....fe = 520 MPa

Tel que : fe : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

❖ **Module d'élasticité longitudinal:**

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

Es= 2. 10⁵MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction De la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule Suivante : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

• $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

• fe: Limite d'élasticité garantie.

• γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s=1,15$ pour les situations durables.

$\gamma_s= 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
fe = 500MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPa

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

❖ **Contrainte ultime de service des aciers** : afin de limiter l'apparition des Fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit Limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

Fissuration peu nuisible : dans ce cas l'élément se trouve dans les Locaux couverts, il n'est soumis a aucune condensation Il n'est pas Nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\sigma_{st} = f_e \quad \text{Art. (A.4.5, 32 BAEL91).}$$

Fissuration préjudiciable : lorsque les éléments en cause sont Soumis a des condensations et exposés aux intempéries, la Contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\underline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

Fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés à un milieu agresif (eau de mer).

$$\underline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91).}$$

Avec:

ftj : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

η = 1 pour les ronds lisses

η =1,6 pour les HA (φ ≥6 mm)

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi < 6$ mm)

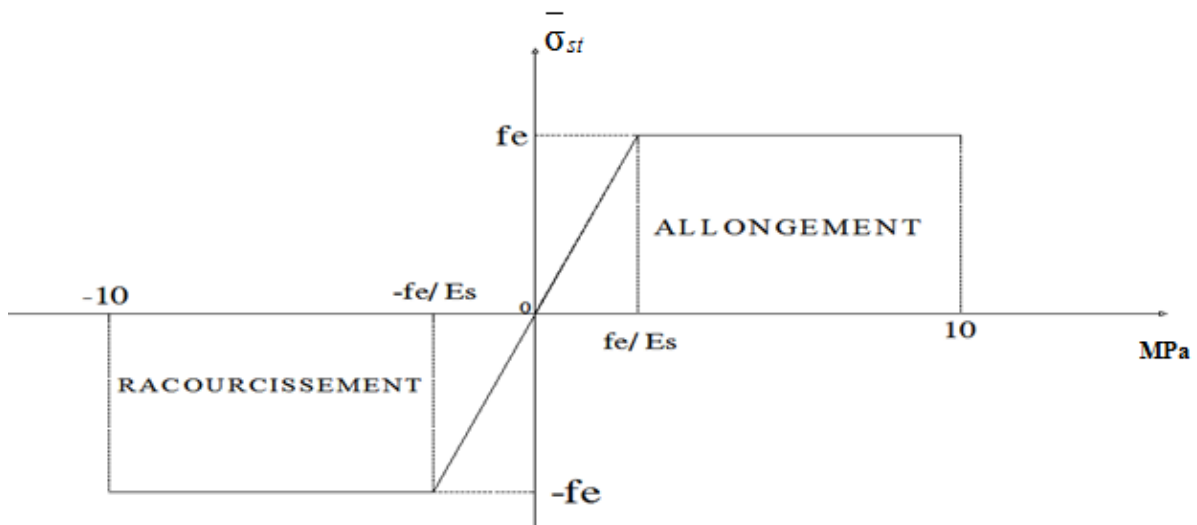


Figure I-4- Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'ELS

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les Enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions D'exploitations de l'ouvrage. Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- $3 \leq C \leq 5$ cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tous autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- $1 \leq C \leq 3$ cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des Intempéries ou à des condensations ;
- $C \leq 1$ cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne Sont pas exposées aux condensations.

Coffrage :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter Le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

Conclusion:

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre Ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous Allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**)

Introduction :

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.1. Pré dimensionnement des 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 les conditions suivantes :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

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

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b > 20 \text{ cm} ; \quad h > 30 \text{ cm} ; \quad h/b < 4 \quad (\text{RPA 99/ Art 7.5.1})$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

A. Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré(L=400cm)

$$L=410-25=385 \text{ cm}$$

$$25 \leq h_t \leq 38,5 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm}$$

$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité : $b=25$ cm

B. Poutres secondaires (PS) :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

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

$25 \leq h_t \leq 37,5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35$ cm

$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité : $b=25$ cm

C. Poutres palières (P Pal) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=400$ cm)

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

$25 \leq h_t \leq 37,5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35$ cm

$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité : $b=25$ cm

D. Poutres de chaînage (PC) :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

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

$25 \leq h_t \leq 37,5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 30$ cm

$12 \leq b \leq 21 \Rightarrow$ Nous prendrons : $b=20$ cm

E. Poutres de la ferme:

La hauteur et la largeur des poutres de la ferme est donnée par :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré(L=400cm)

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

$25 \leq h_t \leq 37,5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35 \text{ cm}$

$14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité : $b=25 \text{ cm}$

conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Poutres de chaînage	Poutre De la ferme	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35 cm	35	35	30	35	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25 cm	25 cm	25	20	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,4	1,4	1.4	1.5	1.4	Vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

II.2. Pré dimensionnement des planchers:

II.2.1. Plancher en corps creux :

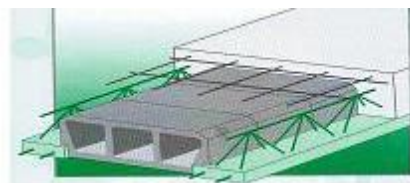
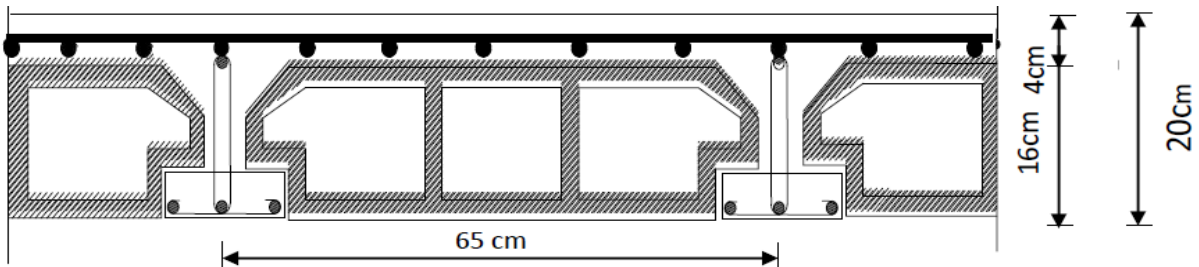


Figure. II .1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :
(article B.6.8,4 24/BAEL 91)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L=400-25=375\text{cm}$

Nous aurons donc :

$$h_t = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2.2. Dalles pleines:(cage de l'ascenseur)

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

II.2.2.1. Condition de résistance à la flexion :

Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{lx}{30} = \frac{3,2}{30} = 10,66\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur

$h_t = 15\text{cm}$.

II.2.2.2. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $ep = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $ep \geq 7\text{cm}$Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.2.2.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$\begin{aligned} L &= 13,3 \log (10M) && \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L &= 15 \log (M) + 9 && \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est : $h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$

Nous prenons : $h_o = 15 \text{ cm}$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max(11, 15, 15) = 15 \text{ cm}$. Nous adopterons une épaisseur de 15 cm.

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (l'Article 7.7.1) du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

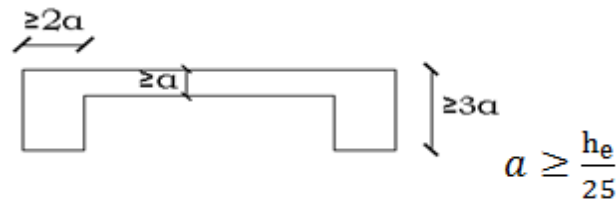
Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

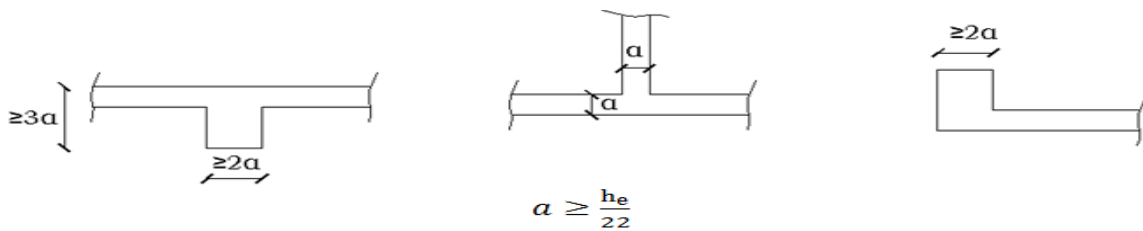
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e_p \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20}\right)$$

1er cas :



2eme cas :



3eme cas :

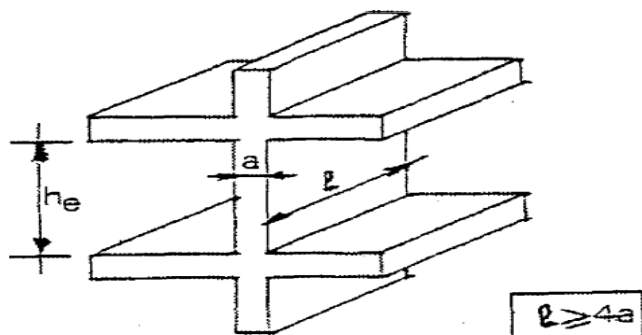


Figure II-2 : a- Coupe du voile en élévation

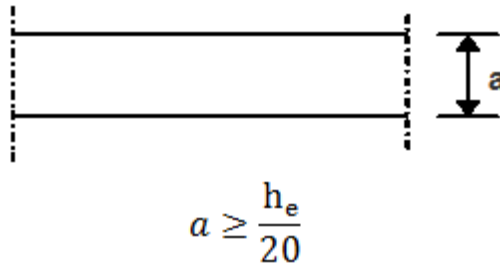


Figure II-2 : b- Coupe du voile en plan

Nous opterons pour le 3^{ème} cas puisqu'il est le plus défavorable
Dans notre cas :

• **Au niveau du sous-sol :**

$$H_e = 460 - 20 = 440 \text{ cm}$$

$$a \geq 440 / 20 = 22 \text{ cm}$$

$$a \geq 440 / 22 = 20 \text{ cm}$$

$$a \geq 440 / 25 = 17.6 \text{ cm}$$

• **Au niveau du rez-de-chaussée :**

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

$$a \geq 388 / 20 = 19,4 \text{ cm}$$

$$a \geq 388 / 22 = 17,63 \text{ cm}$$

$$a \geq 388 / 25 = 15,52 \text{ cm}$$

• **Au niveau des étages courants :**

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

$$a \geq 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$$

$$a \geq 286 / 22 = 13 \text{ cm}$$

$$a \geq 286 / 25 = 11,44 \text{ cm}$$

$$a = \max(22 ; 19.4 ; 14.3) = 22 \text{ cm} \quad a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Remarque :

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 25 cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes des coffrage.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois sont épaisseur : $l_{\min} = 4x_a = 4x25 = 100 \text{ cm}$.

II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
 - $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
 - $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (RPA version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

$$\Rightarrow B_c \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \text{ Avec } N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

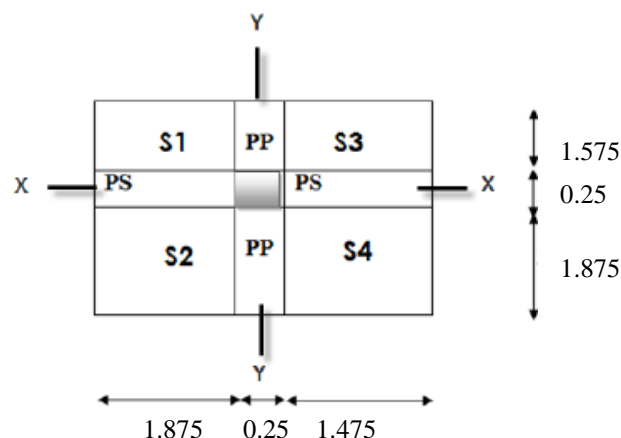
Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des Surcharges.

B_c : section des poteaux ($B_c=S$)

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.4.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C_3) sera déterminée comme suit :



$$S_1 = 1.575 \times 1.875 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.875 \times 1.875 = 3.52 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.575 \times 1.475 = 2.32 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.875 \times 1.475 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{net}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brut}} = 3.7 \times 3.6 = 13.32 \text{ m}^2$$

II.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

1) Toiture :

Eléments	G(KN/m ²)
Couverture en tuils mécanique	0.45
Chevron et pannes de fixation	0.10
isolation thermique et liège	0.16
Enduit de plâtre	0.20
Murs pignon(cloison)	0.90
total	1.81 KN/m²

Tableau II.2 : Charges permanentes de la toiture

1) plancher d'étage courant :

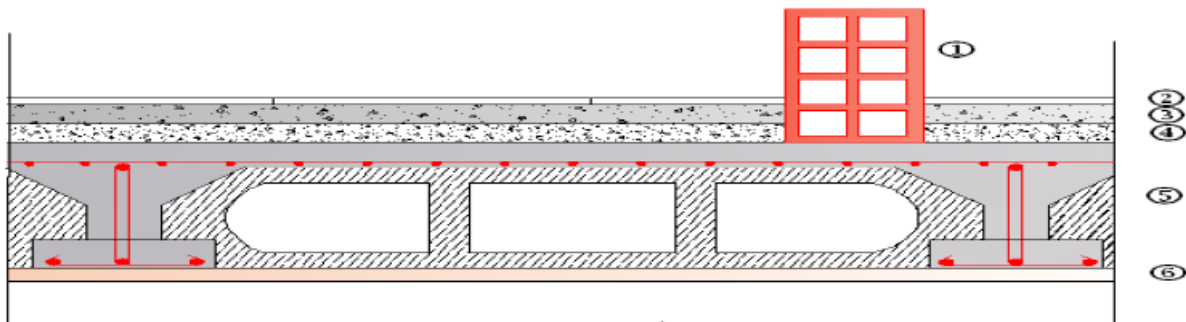


Figure II-3- Coupe verticale du plancher courant

N°	désignation	Epaisseur(m)	poids volumique(kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	plancher en corps creux (hourdis et table de compression)	0.20	14	2.8
5	enduits en plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison en briques creuses (y compris enduit en platre)	0.10 + 0.04	9 + 10	0.9 + 0.4
G_{tot}=5.46 KN/m²				

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

2) Maçonnerie :

- Murs extérieures :

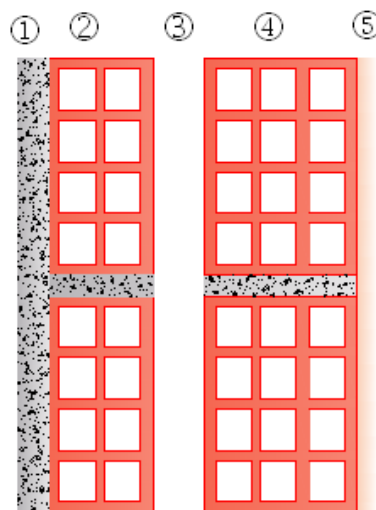


Figure II-4 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N ⁰	composition	Epaisseur(m)	ρ(KN/m ²)	G(kN/m ²)
1	Enduit ou mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.2
				$G_{me} = 2.76 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Tableau II-4: Charges revenant aux murs extérieurs.

Mur intérieur

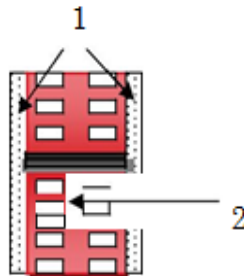


Figure II-5: Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs

N ⁰	Composition	Epaisseur(m)	ρ(KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				$G_{mi}=1.3 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Surcharges d'exploitation <<Q>> :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau

Eléments :	Surcharge(Q) [KN/m ²]
Couverture de toiture	1.00
Plancher d'étage courant a usage d'habitation	1.5
RDC (local)	2.5
Plancher sous sol(garrage)	2.5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Poids propre des éléments :

✓ Poids de la toiture : $p = G \times S_{\text{brut}}$

$$P = 1.81 \times 13.32 = 24.109 \text{ KN}$$

✓ **Poids du plancher :** $P = G \times S_{\text{net}}$

- Plancher étage :

$$P = 5.46 \times 11.56 = 63.12 \text{ KN}$$

✓ **Poids des poutres :**

- Poutres principales :

$$P_{\text{pp}} = 0.35 \times 0.25 \times 3.45 \times 25 = 7.55 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{\text{ps}} = 0.35 \times 0.25 \times 3.35 \times 25 = 7.32 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 14.87 \text{ KN}$

✓ **Poids des poteaux :**

-poteau du sous- sol :

$$G_{\text{pss}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.60 = 7.19 \text{ KN}$$

-poteau du RDC :

$$G_{\text{pRDC}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.38 \text{ KN}$$

-poteau de l'étage courant :

$$G_{\text{p}} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

-toiture : $Q_0 = S_{\text{brut}} \times 1.00$

$$Q = 13.32 \times 1.00 = 13.32 \text{ KN}$$

-étages courants : $Q = q \times S_{\text{net}}$

$$\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 1.5 \times 11.56 = 17.34 \text{ KN}$$

-RDC et sous-sol :

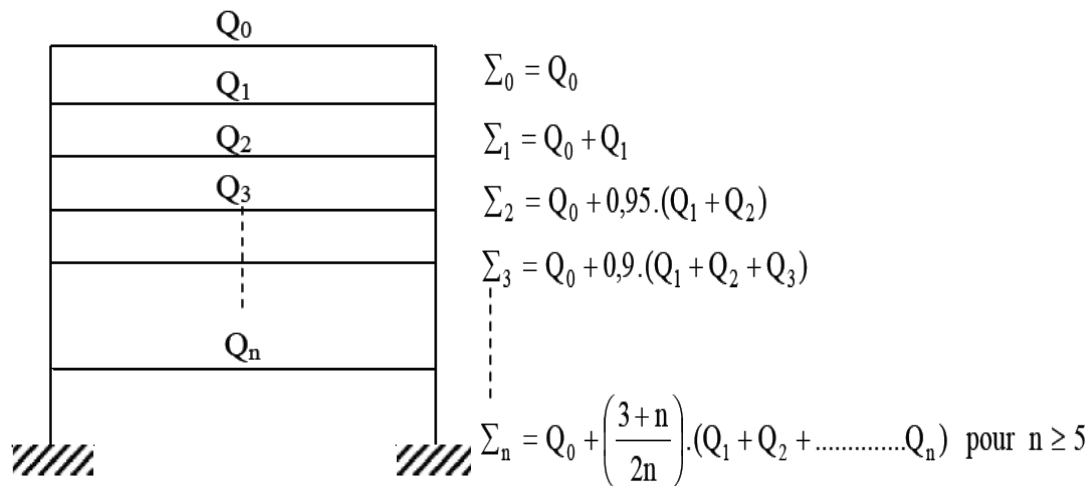
$$\rightarrow Q_7 = Q_8 = q \times S_{\text{net}} = 2.5 \times 11.56 = 28.9 \text{ KN}$$

Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 13.32 \text{ KN}$$

$$Q_{1-6} = 17.34 \text{ KN}$$

$$Q_{7-8} = 28.9 \text{ KN}$$

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II-7 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$

• surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niveau 8 : $Q_0 = 13.32 \text{ KN}$

Niveau 7 : $Q_0+Q_1=13.32+17.34= \mathbf{30.66 \text{ KN}}$

Niveau 6 : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=13.32+0.95(17.34 *2)=\mathbf{46.27 \text{ KN}}$

Niveau 5 : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=13.32+0.90(17.34*3)=\mathbf{60.14 \text{ KN}}$

Niveau 4 : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=13.32+0.85(17.34*4)=\mathbf{72.27KN}$

Niveau 3 : $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=13.32+0.80(17.34*5)=\mathbf{82.68 \text{ KN}}$

Niveau 2 : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=13.32+0.75(17.34*5+28.9) =\mathbf{100.02 \text{ KN}}$

Niveau 1 : $Q_0+0.714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=13.32+0.714(17.34*5+2*28.9)= \mathbf{116.49 \text{ KN}}$

niveau	Charge permanente G(KN)					Charge d'exploitation Q(KN)		effort normal N(KN)	Section du poteau	
	Plancher	poutre	poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q _{plancher}	Q _{cum}		N=G _{cum} +Q _{cum}	S=N/0.3f _{c28}
07	63.12	14.87	4.78	82.77	165.54	17.34	30.66	196.2	261.6	30x30
06	63.12	14.87	4.78	82.77	248.31	17.34	46.27	294.58	392.27	30x30
05	63.12	14.87	4.78	82.77	331.08	17.34	60.14	391.22	521.62	35x35
04	63.12	14.87	4.78	82.77	413.85	17.34	72.27	486.12	648.16	35x35
03	63.12	14.87	4.78	82.77	496.62	17.34	82.68	579.3	772.4	35x35
02	63.12	14.87	6.38	84.37	580.99	28.9	100.02	681.01	908.01	40x40
01	63.12	14.87	7.19	83.04	664.3	28.9	116.49	780.79	1041.05	40x40

Tableau II-8 : Détermination des sections des poteaux.

Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Il faut vérifier la condition de l’élancement suivante :

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

Avec : L_f :Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 L_0$

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

H_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

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

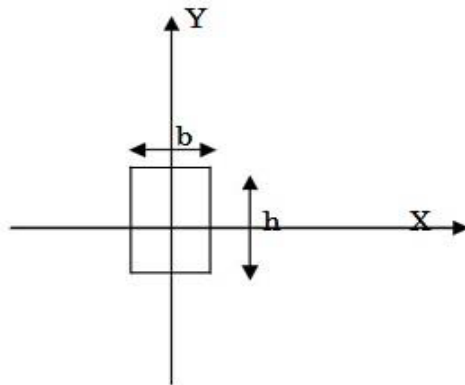


Figure II-6: Coupe de poteau

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

Finalement : $\lambda = 2.425 L_0/b$

condition	niveau	poteau	H_0 (m)	b(m)	λ	vérification
$\lambda = 2.425 L_0/b$	sous-sol	40x40	4.60	0.40	27.89	✓
	RDC	40x40	4.08	0.40	24.73	✓
$\lambda = 2.425 L_0/b$	1 ^{er} ; 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage	35x35	3.06	0.35	21.20	✓
$\lambda = 2.425 L_0/b$	4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étage	30x30	3.06	0.30	24.73	✓

Tableau II-10 : Vérification au flambement

Conclusion La condition de l’élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

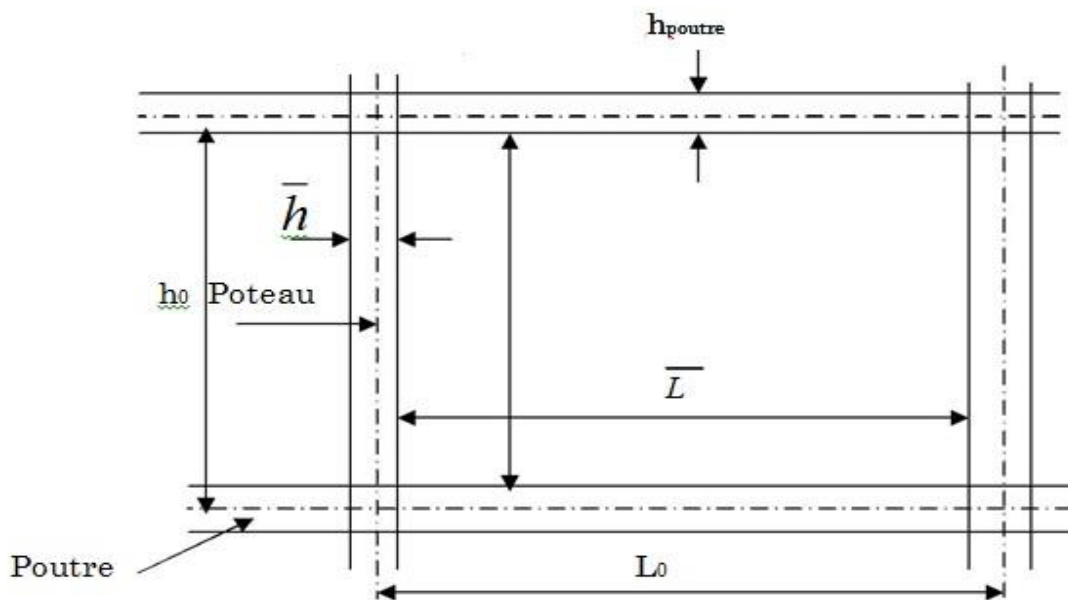


Figure II-7 : Identification des paramètres.

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_{pot} \quad , L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Cm ²			cm				Cm ⁴	Cm ³
niveau	travée	section	L ₀	\bar{L}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
Sous-sol,RDC	A-B	(25x35)	400	360	17.5	362.5	89322.9	246.4
	B-C		340	300		312.5		285.83
	C-D		410	370		362.5		246.08
1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} étage	A-B	(25x35)	400	365	17.5	367.5	89322.9	243.05
	B-C		340	305		317.5		281.33
	C-D		410	385		367.5		243.05
4 ^{eme} ,5 ^{eme} étage	A-B	(25x35)	400	370	17.5	372.5	89322.9	239.8
	B-C		340	310		322.5		276.98
	C-D		410	385		372.5		239.8

Tableau II – 11 : Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

Cm ²			cm				Cm ⁴	Cm ³
niveau	travée	section	L ₀	\bar{L}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
Sous-sol,RDC	1-2	(25x35)	400	360	17.5	377.5	89322.9	236.6
	2-3		400	360		377.5		236.6
	3-4		320	280		297.5		300.25
	4-5		400	360		377.5		236.6
	5-6		400	360		377.5		236.6
1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} étage	1-2	(25x35)	400	365	17.5	382.5	89322.9	233.55
	2-3		400	365		382.5		233.55
	3-4		320	285		302.5		295.29
	4-5		400	365		382.2		233.55
	5-6		400	365		382.5		233.5
4 ^{eme} ,5 ^{eme} étage	1-2	(25x35)	400	370	17.5	400	89322.9	223.3
	2-3		400	370		400		223.3
	3-4		320	390		320		279.13
	4-5		400	370		400		223.3
	5-6		400	370		400		223.3

Tableau II- 12: Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X

niveau	Cm ² section	cm				Cm ⁴ I _t	Cm ³ K _t
		H ₀	\bar{h}	1/2e _p	h _c		
Sous-sol,RDC	(40x40)	460	425	20	445	213333.33	479.4
		408	373	20	393	213333.33	542.28
1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} étage	(35x35)	306	271	17.5	288.5	125052.08	433.45
4 ^{eme} ,5 ^{eme} étage	(30x30)	306	271	17.5	288.5	67500	233.96

Tableau II-13 : Rigidités des poteaux transversaux Y-Y

on a la même chose pour le sens longitudinal X-X D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres est vérifiée.

CONCLUSION:

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de prédimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		H _t =20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e=12 cm
Epaisseur des voiles		a=25 cm
Sections des poutres	Poutres principales+poutre palier	(35x25) cm ²
	Poutres secondaires+poutre ferme	(35x25) cm ²
Sections des poteaux	Sous-sol,RDC	(40x40) cm ²
	1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} étage	(35x35) cm ²
	4 ^{eme} ,5 ^{eme} Etage +toiture	(30x30) cm ²

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

Introduction:

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leur reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III. A. Plancher:**Introduction :**

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé

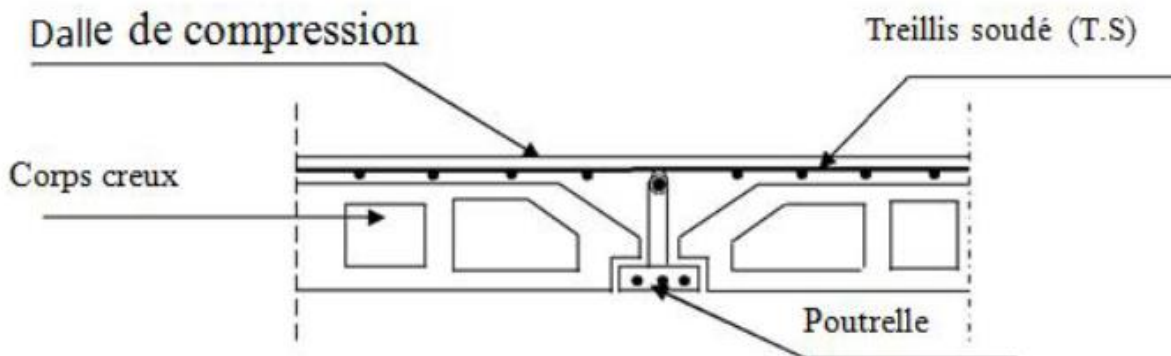


Figure III-A-1: Coupe transversal du plancher

III.A.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but :

Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423) :

20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.

30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : 6HA6 / ml , A = 1.7 cm² St = 15cm

Avec : St : distance entre les armatures

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : 6HA6 / ml , A = 1.7 cm²

Finalemment :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (15x15) cm².

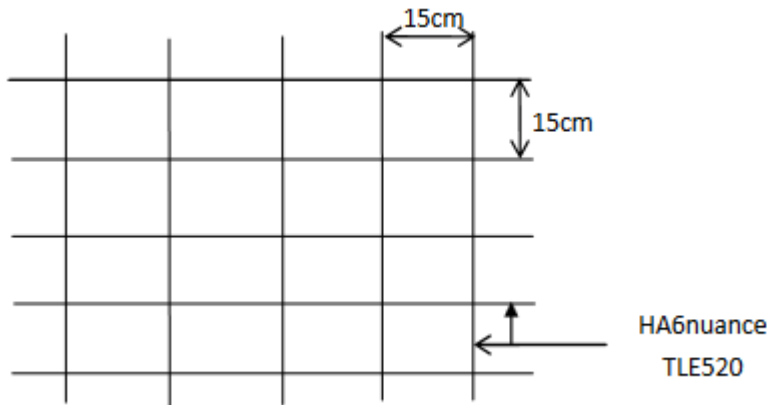


Figure III.A.2 : Treillis soudé de 15x15cm²

III.A.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm².

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

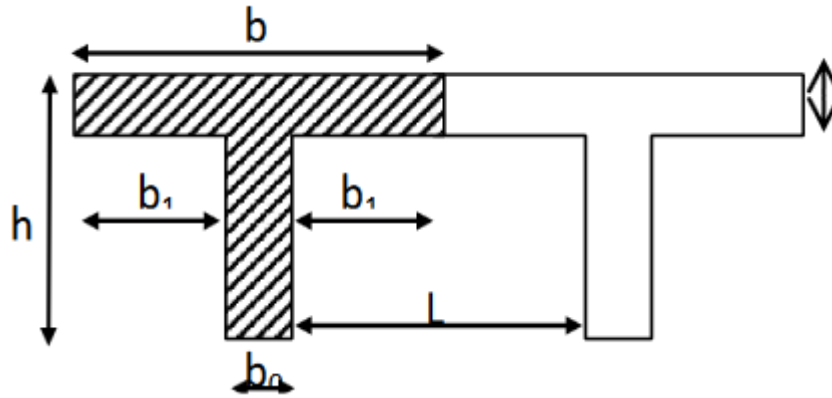


Figure III.A.3 : surface revenant aux poutrelles

- $b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles
- $h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle
- $h_0 = 4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression
- b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

a) chargement :

- Poids propre du plancher (RDC à usage commercial) : $G = 5.46 \times 0,65 = 3,549\text{ KN/ml}$.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.625\text{ KN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3.549) + 1,5 (1.625) = 7.23\text{KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.549 + 1.625 = 5.174\text{KN/ml}$

- poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.46 \times 0,65 = 3,549\text{ KN/ml}$.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975\text{ KN/ml}$

Les combinaisons des charges :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,549) + 1,5 (0,975) = 6,254 \text{ kN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q = 3,549 + 0,975 = 4,524 \text{ kN/ml}$$

Donc les calculs se feront sur le plancher de RDC.

-choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode de Caquot.

*Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

♣ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

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

La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge ou 5 kN/ m².

$$Q = 1,625 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \} ; 2 \times G = 2 \times 3,549 = 7,098 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,625 \leq \max \{ 7,098 ; 5 \} = 7,098 \text{ kN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = 0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25. \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{3,2} = 1,25 \text{ (condition vérifiée)} \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,2}{4} = 0,8 \text{ (condition vérifiée)} \\ \frac{l_4}{l_5} = \frac{4}{4} = 1 \text{ (condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

Nous avons 2 cas à étudier :

1^{er} type :

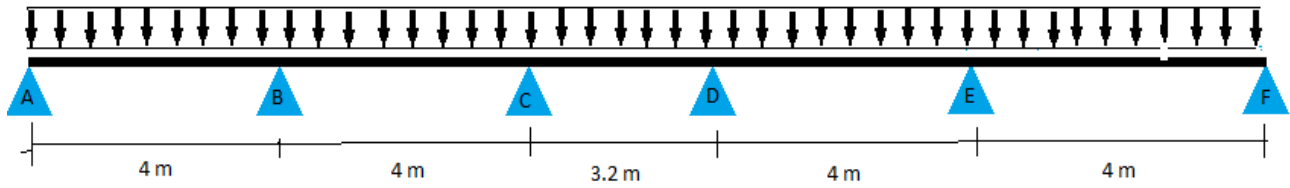


Figure III-A-4 : Schéma statique de la poutrelle

a-Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ avec } l \text{ c'est la longueur de travée}$$

La travée	M01	M02	M03	M04	M05
Moment(Kn.m)	14.46	14.46KN	9.254	14.46	14.46

Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.46} = 0.31 < \frac{2}{3} \text{ avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1+0.3(0.31) = 1.093(\text{travée de rive.})$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.31)}{2} = 0.147(\text{travée intermédiaire.})$$

✓Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.46 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5(14.46 ; 14.46) = 0.5 \times 14.46 = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4(14.46 ; 9.254) = 0.4 \times 14.46 = 5.784 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.4(9.254; 14.46) = 0.4 \times 14.46 = 5.784 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0.5(14.46; 14.46) = 0.5 \times 14.46 = 7.23 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 14.46 = 4.34 \text{ KN.m}$$

√ Calcul des moments en travées :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de M_0 , α , $(1+0.3)$; $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$; $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ et des moments sur appuis (M_w et M_e) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \right] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \right] \dots$$

N° Appuis	Moment fléchissant(kn.m)	N°Travée	Moment fléchissant (kn.m)
A	4.34	A-B	10.019
B	7.23	B-C	9.297
C	5.784	C-D	5.057
D	5.784	D-E	9.297
E	7.23	E-F	10.019
F	4.34		

Tableau III-A- 1 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU

√ Calcul des efforts tranchants :

Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = -\frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	4,00	13.737	-15.182
B-C	4,00	14.821	14.098
C-D	3,20	11.568	-11.568
D-E	4,00	14.098	- 14.821
E-F	4,00	15.182	- 13.737

Tableau III-A- 2 : Efforts tranchants à l'ELU

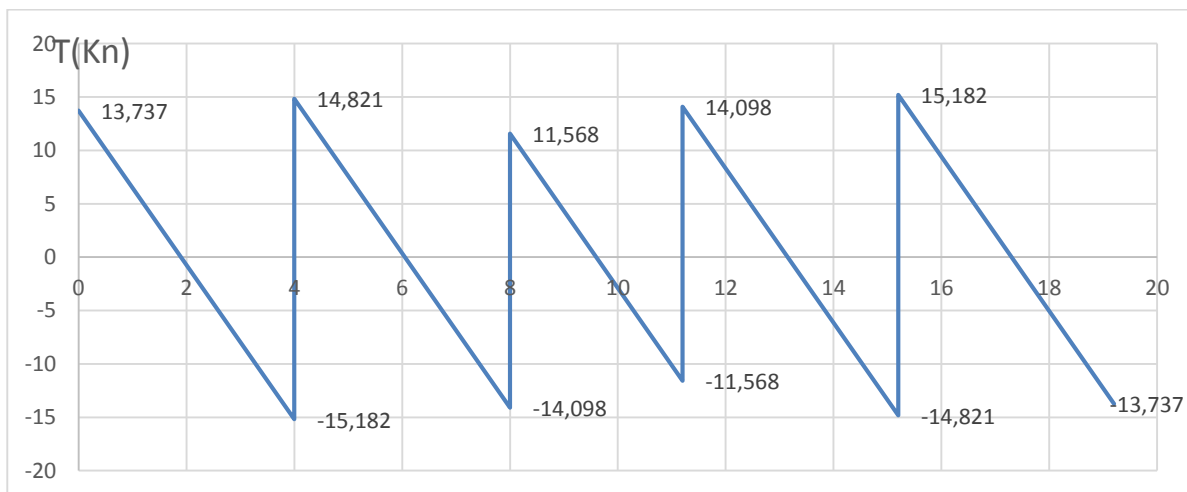
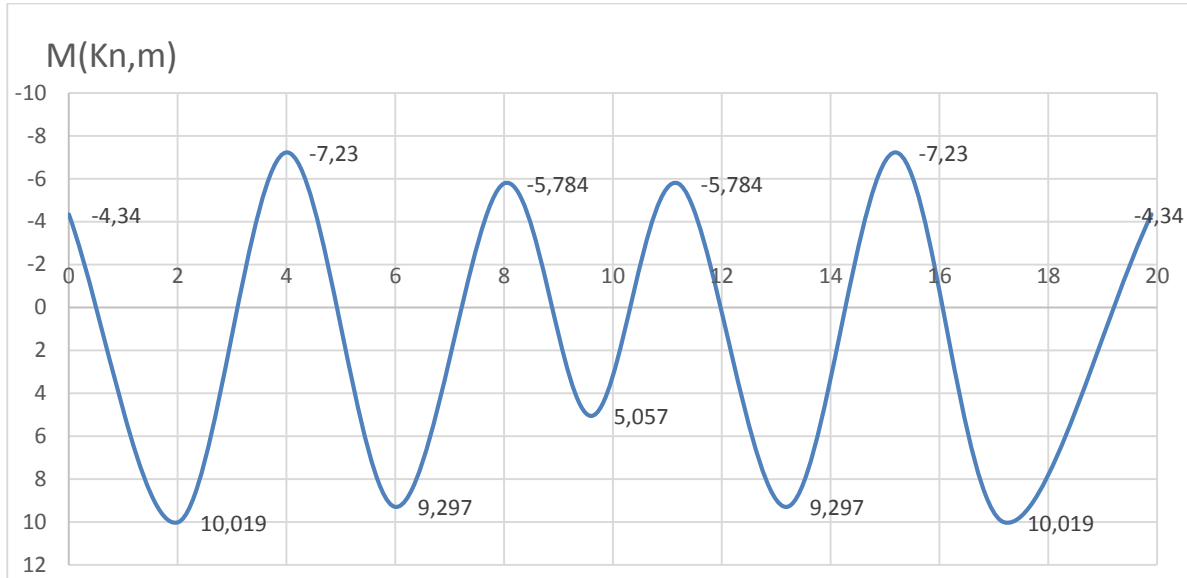
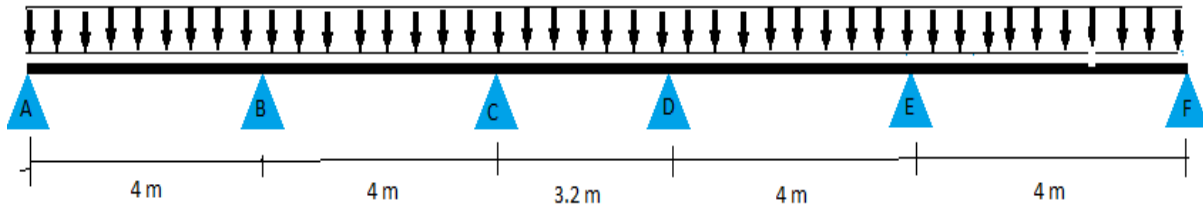


Figure III-A-5 : diagramme des efforts interne

2ème type :

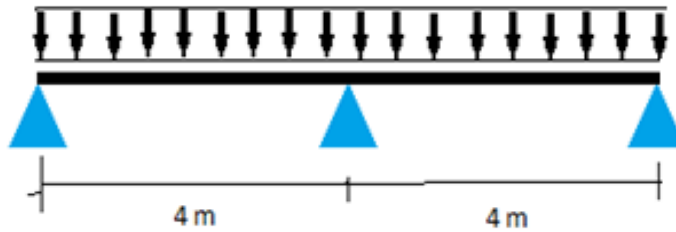


Figure III-A-6 : Schéma statique de la poutrelle

b. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

√ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2_{AB}}{8} = \frac{ql^2_{BC}}{8} = \frac{7.23(4)^2}{8} = 14.46 \text{ KN.m}$$

√ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_C = 0,3M_0 = 0,3 \times 14.46 = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0; M_0) = 0,6(14.46; 14.46) = 0,6 \times 14.46 = 8.68 \text{ KN.m}$$

√ Calcul des moments en travées :

N° Appuis	Moment fléchissant(kn.m)	N° Travée	Moment fléchissant (kn.m)
A	4.34	A-B	9.641
B	8.68	B-C	9.641
C	4.34		

Tableau III-A-3 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU

√ Calcul des efforts tranchants

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	4,00	13.40	-15.55
B-C	4,00	15.55	-13.4

Tableau III-A-4 : Efforts tranchants à l'ELU

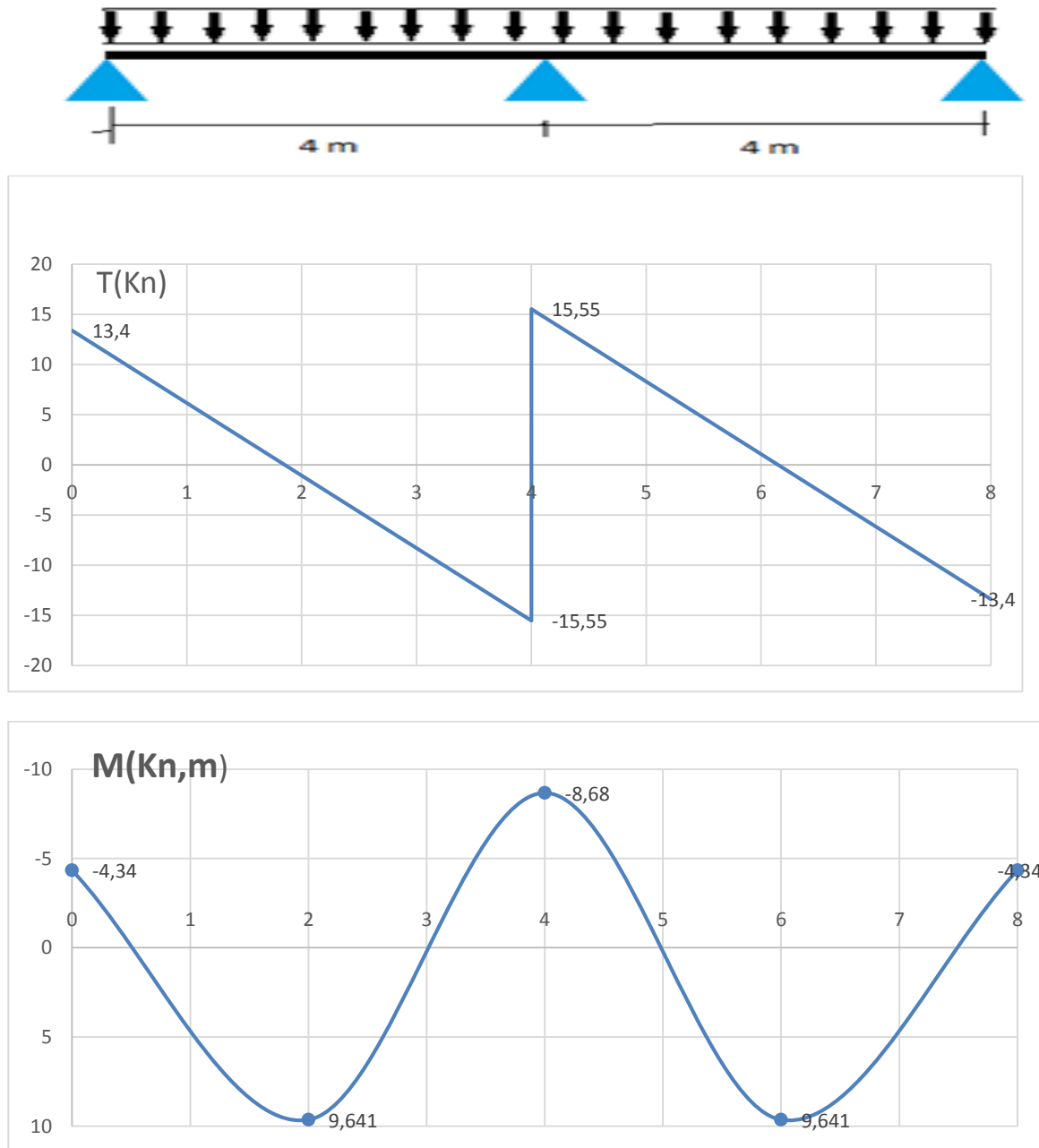


Figure III-A-7 : diagrammes des efforts internes

III.A.3 Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum

$M_t \max = 10,019 \text{ KN.m}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a \max = 8,68 \text{ KN.m}$

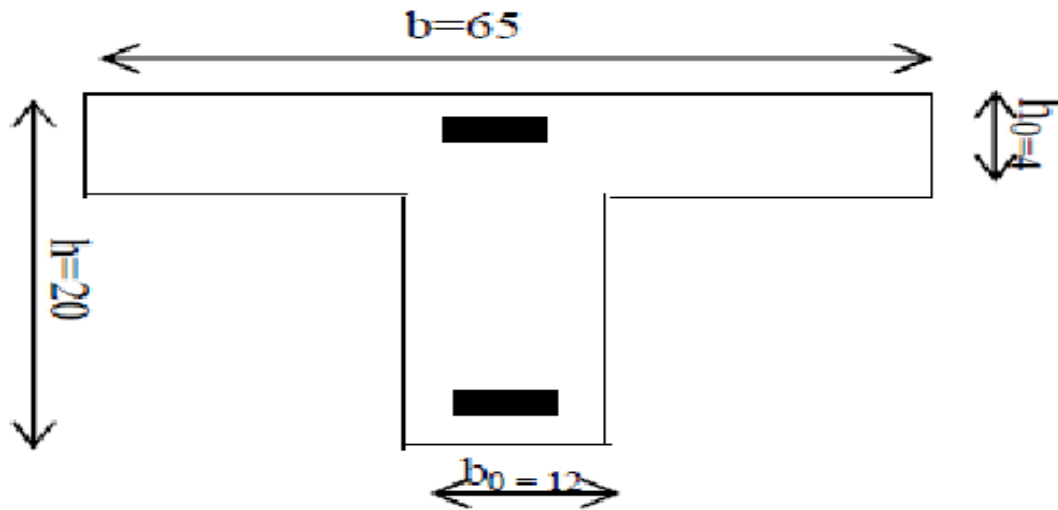


Figure III.A.8 : dimensions de la section en Te

$$\left\{ \begin{array}{l} d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) Moment équilibré par la table de compression :

a.1 Armatures longitudinales :

• En travée :

-Moment équilibré par la table de compression M_0 Position de l'axe neutre.

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (4.4.2 \text{ BAEL REVISEE } 99) [2]$$

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

$$M_t \text{ max} = 10.019 < \text{KN.m} \quad M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

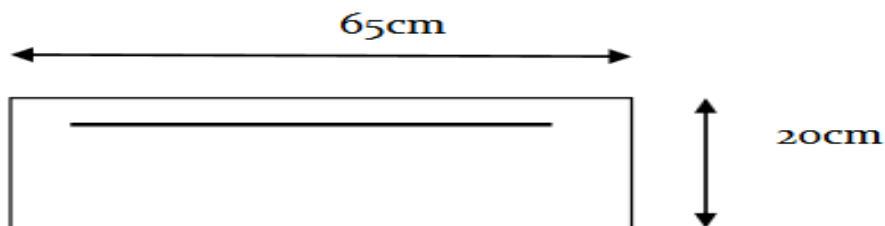


Figure III.A.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.019 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.033 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.019 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.618 \text{ cm}^2.$$

Soit : A adoptée = 3HA10 = 2.36 cm².

Aux appuis :

Ma max = 8.68 kN.m

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire (b0xh) = (12x20 cm²).

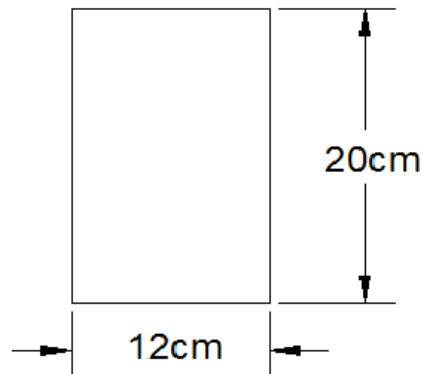


Figure III.A.10 : coupe schématique de la poutre (appui)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.68 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.157 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$.

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.68 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.402 \text{ cm}^2.$$

Soit : A adoptée = 2HA10 = 1.57 cm².

III.A.4 Vérifications à l'ELU :

√Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL révisée 99) [2].

• En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2$. Condition vérifiée.

• Aux appuis :

$$A_{min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.260 \text{ cm}^2.$$

- Armatures transversales (A.7.2, 21 du BAEL 99) [2].

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

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{200}{35}, 12, \frac{120}{10} \right\} = 5.714 \text{ mm}.$$

On prend $\phi_t = 0,6 \text{ cm}$.

On adopte : $2\phi_6 \text{ At} = 0.56 \text{ cm}^2$.

- Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [2].

$$\tau = \min \left\{ 0.2 \times \frac{F_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{15.55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.719 < 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1, 3 BAEL 99) [2].

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

ψ_s = Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier).

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

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i}$$

Avec :

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

- Aux appuis :

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{15.55 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.528 \text{ Mpa}.$$

$\tau_{se} = 1.528 < 3.15 \text{ Mpa}$. condition vérifiée.

- En travée :

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.55 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.849 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 1.018 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL 99) [2].**

Ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6\psi^2 s \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On prend $L_c = 20 \text{ cm}$.

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) (A.5.1, 313 du BAEL 99) [2].

On doit vérifier que :

- Pour le béton :

$$T_u \max \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_0 = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 \times 10^{-4} = 129.6 \text{ kN}$$

$$T_u \max = 15.55 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Pour l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} \left(T_u \max - \frac{|M_{\max}|}{0.9d} \right).$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(15.55 - \frac{|8.68|}{0.9 \times 0.18} \right).$$

$$A_a \geq -0.109$$

$$A_a = 1.5 \text{ cm}^2 > -0.109 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.3.5 Vérifications à l'ELS : ($q_s = 5.174 \text{ KN/ml}$)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge. Ils suffisent de multiplier les

résultats de calcul à l'ELU par $\frac{qs}{qu}$ Pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS :

$$\frac{qs}{qu} = \frac{5.174}{7.23} = 0.72$$

• Type 1 :

√ Moment aux appuis et en travée : (KN.m).

N° Appuis	Moment fléchissant (kn,m)	N° Travée	Moment fléchissant (kn,m)
A	3,125	A-B	7,214
B	5,206	B-C	6,694
C	4,164	C-D	3,641
D	4,164	D-E	6,694
E	5,206	E-F	7,214
F	3,125		

Tableau III-A-5 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS

√ Effort tranchant : (KN)

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	4	9,891	-10,931
B-C	4	10,671	10,151
C-D	3,2	8,329	-8,329
D-E	4	10,151	-10,671
E-F	4	10,931	-9,891

Tableau III-A-6 : Efforts tranchants à l'ELS

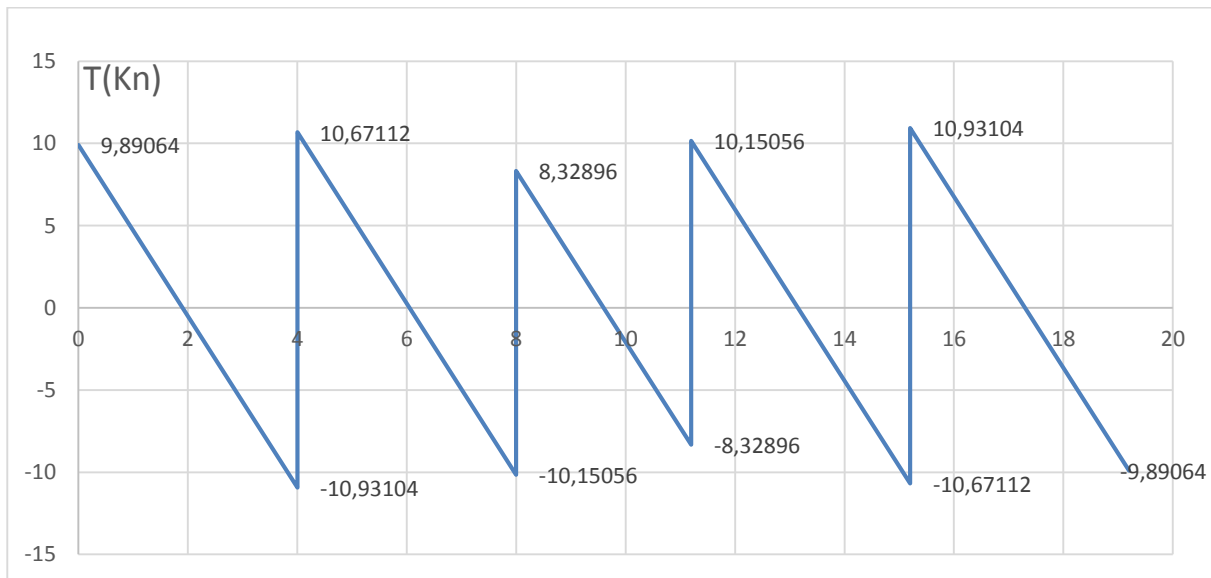
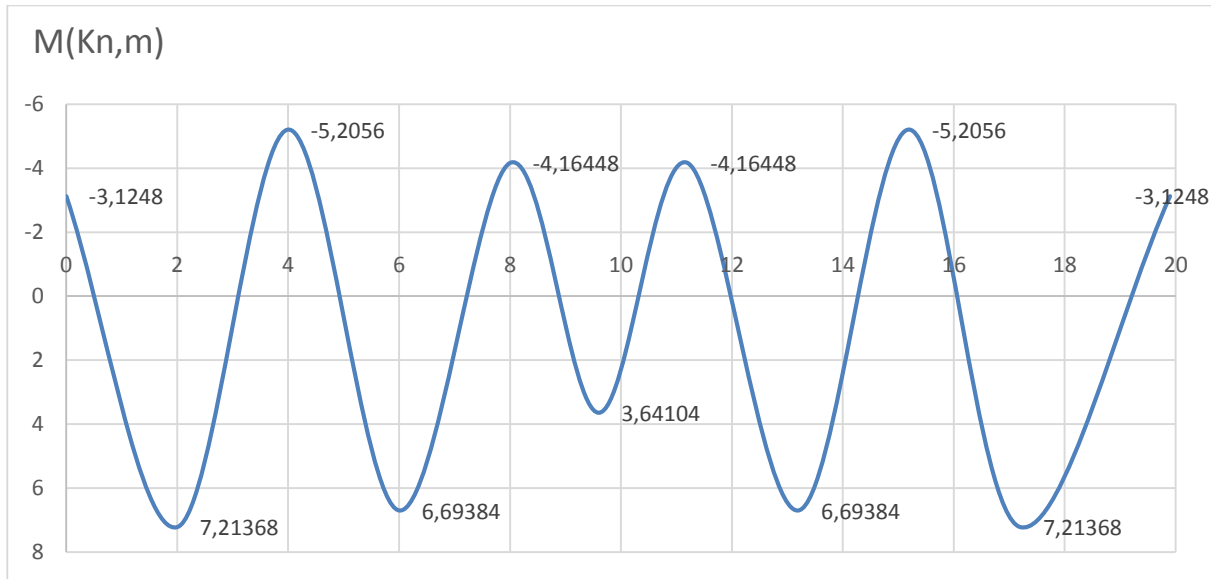
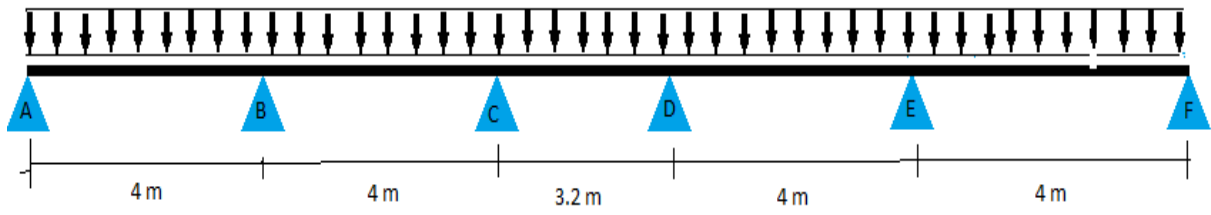


Figure III-A-11 : diagrammes des efforts internes à l'ELS

• Type 2:

√ Moment aux appuis et en travée : (KN.m)

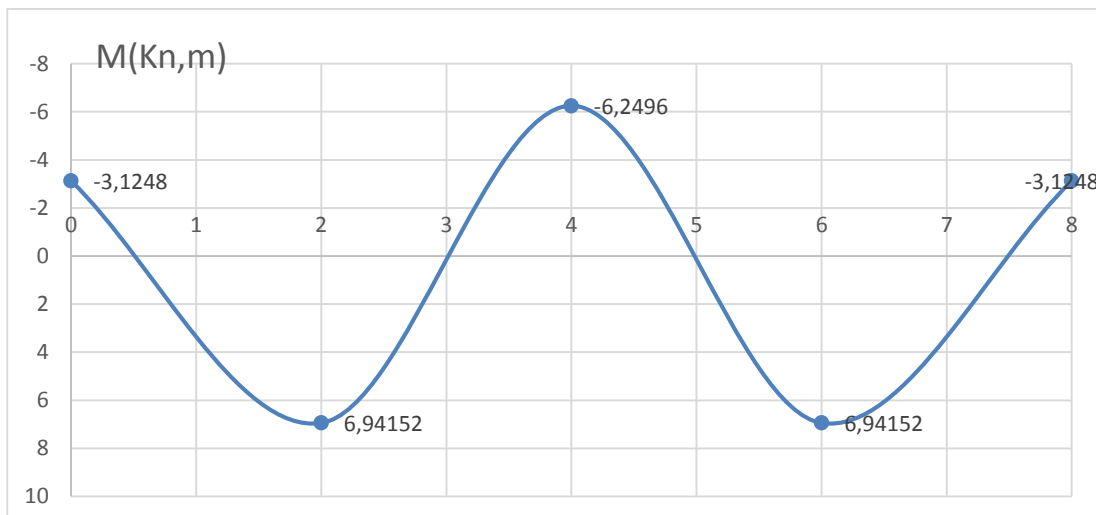
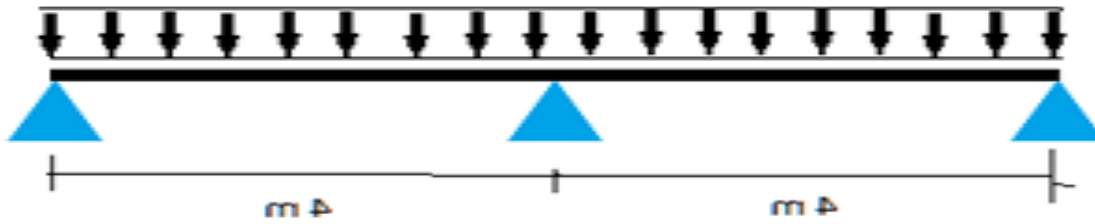
N° Appuis	Moment fléchissant(kn,m)	N°Travée	Moment fléchissant (kn,m)
A	3,125	A-B	6,942
B	6,250	B-C	6,942
C	3,125		

Tableau III-A-7: Moments aux appuis et en travées à l'ELS

√ Effort tranchant : (KN)

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	4	9,648	-11,196
B-C	4	11,196	-9,648

Tableau III-A-8: Efforts tranchants à l'ELS



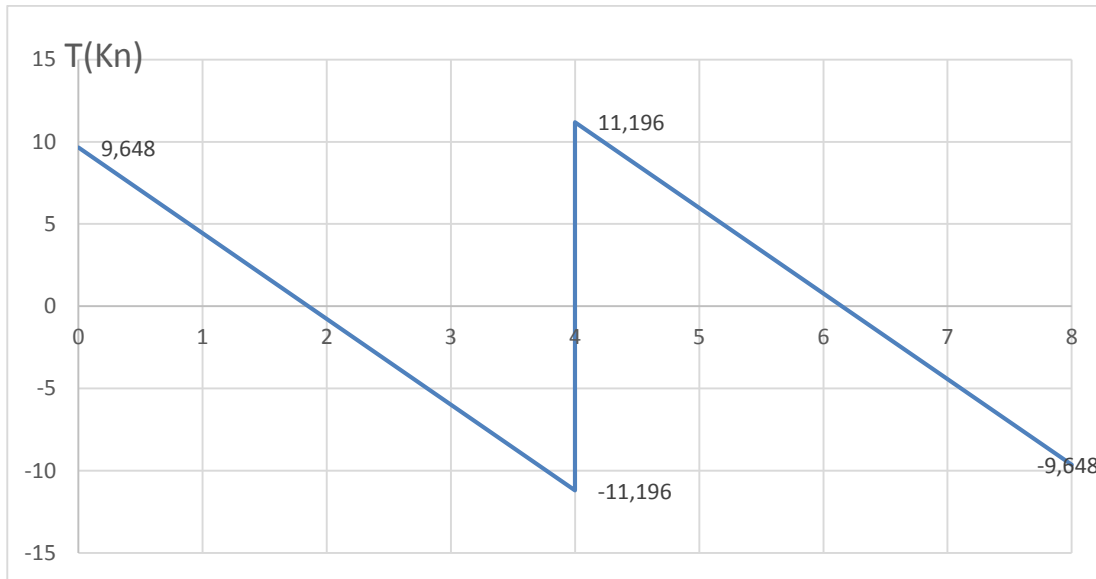


Figure III-A-12 : diagrammes des efforts internes à l'ELS

- **Etat limite de résistance du béton à la compression : (A 4.5, 2 d BAEL 99) [2].**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Pour: $\rho = 0.726$; $\beta = 0.876$; $k = 25.32$

$$M_a = 3.641 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma_{st} = \frac{3.641 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 147.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{147.076}{25.32} = 5.808 < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092$$

Pour : $\rho = 1.092$; $\beta_1 = 0.856$; $k = 19.72$

$$M_t = 7.214 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.214 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 198.389 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{198.389}{19.72} = 10.06 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

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

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5,32 du BAEL 99) [2].

- **Etat limite de déformation :**

Les règles (B.6.8, 424 BAEL 99) [2], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à

l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droit

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ Condition vérifiée.} \\ 0.05 \geq \frac{7.214}{15 \times 14.46} = 0.033 \text{ Condition vérifiée.} \\ \frac{1.54}{12 \times 18} = 0.0071 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Conclusion :

Ferraillage adopté :

Armatures longitudinales :

- En travée : **3HA 10 = 2.36cm².**
- Aux appuis : **2HA10 = 1.57cm².**

Armatures transversales :

•2HA8= 1.01 cm²

Avec un espacement de 15 cm.

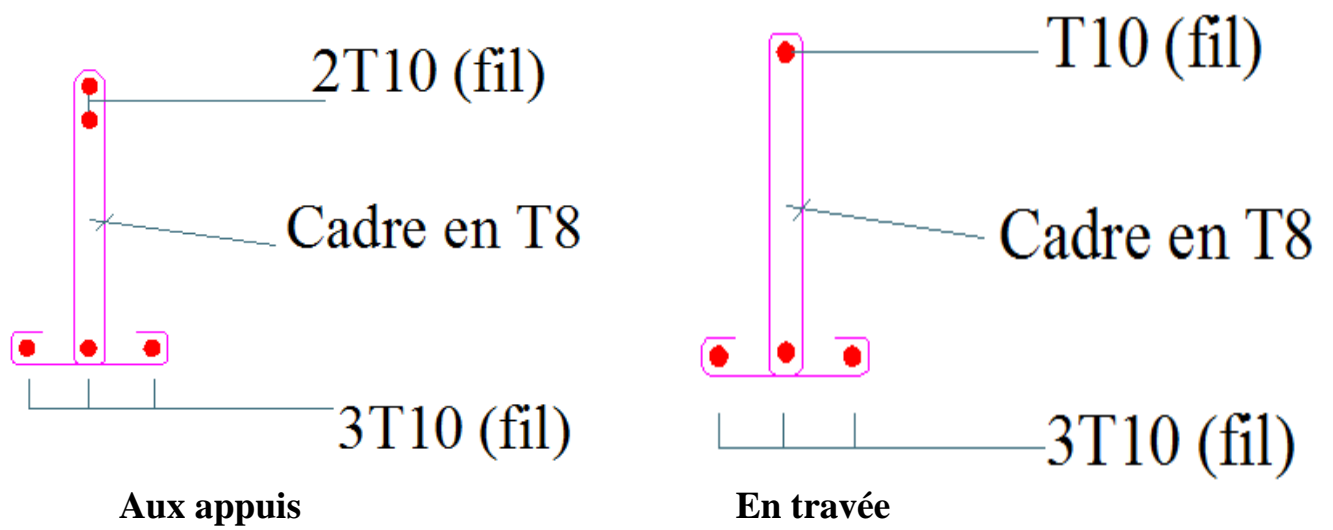
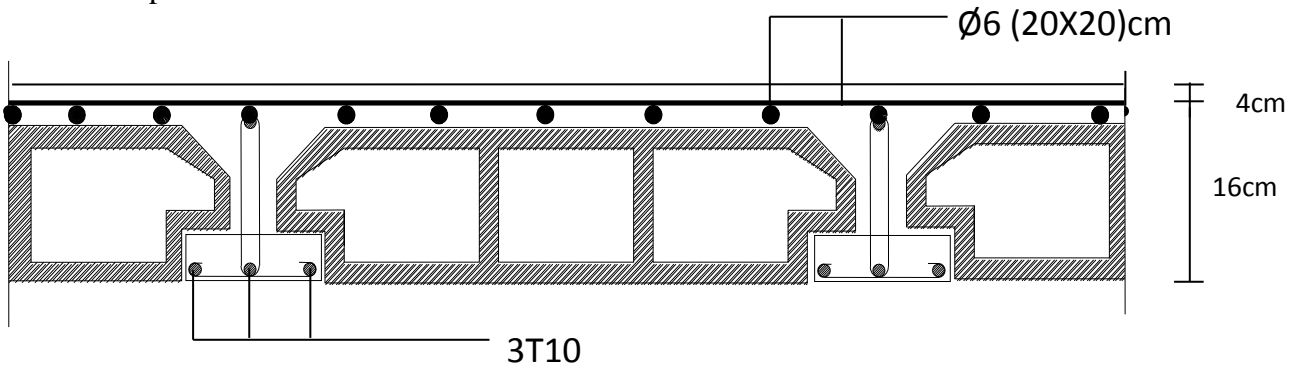


Figure A-13: ferrailage du plancher

III-B: Escalier:**III-B-1: Définition:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

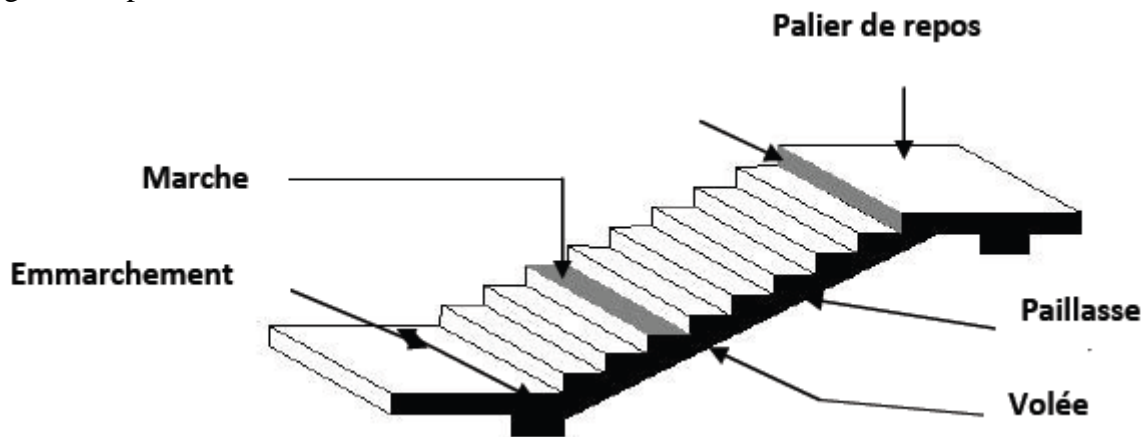


Figure : III-B-1:Schéma général d'une volée

Caractéristiques dimensionnelles :

Marche: c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection L'in de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs. **Hauteur de la contre Marche « h »:** c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le h plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g »: c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée: est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux Paliers consécutifs.

Le palier: est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées Intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement: représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$

Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.

-**La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les Marches et contremarches.
est appelé raideur de l'escalier.

III-B-2.A-1:dimensionnement :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

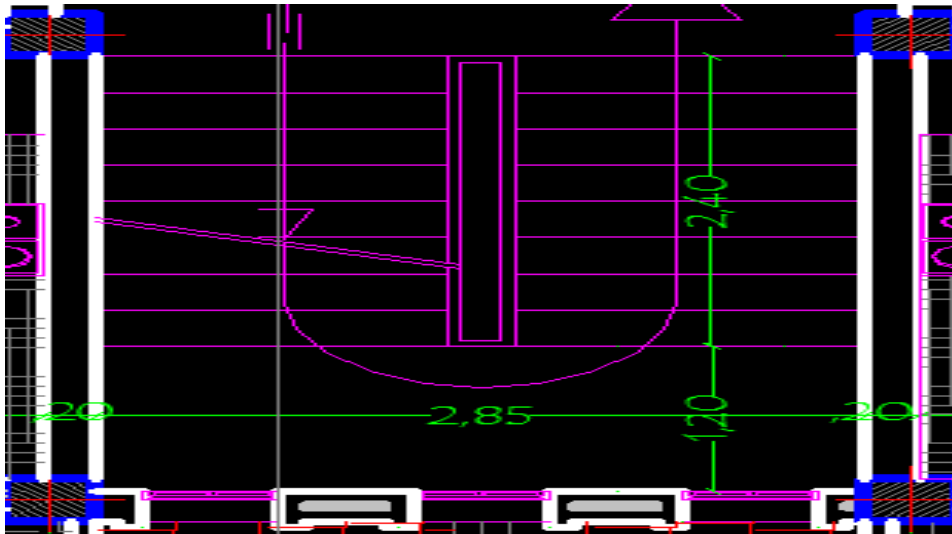


Figure : III- B-2 : vue en plan de l'escalier.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Etage courant :

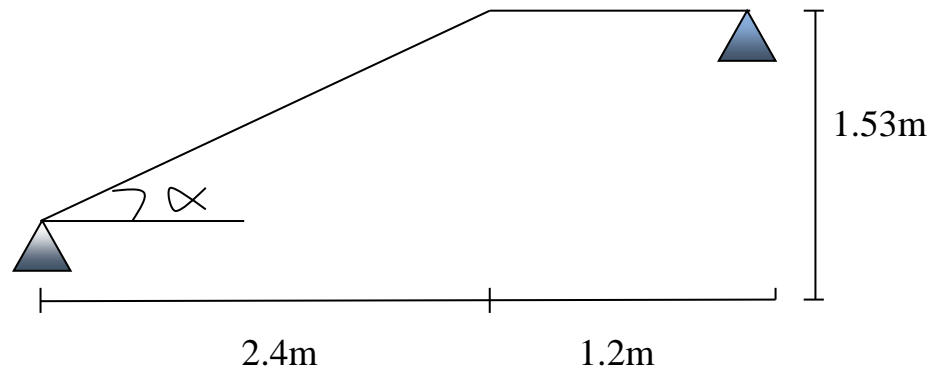


Figure III-B-3 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :
 $h=17\text{cm}$.

A) Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ contre marches}$$

B) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm.}$$

C) Epaisseur de la pailasse :

L'épaisseur de la pailasse (ep) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison:

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L_0 = \frac{L^1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 29.53} = 2.75 \text{ m} \quad L_2 = 1.025 \text{ m}$$

Longueur réelle de la pailasse : $L' = L_0 + L_2 = 2.75 + 1.025 = 3.775 \text{ m}$

$$D' \text{ où : } \frac{377.5}{30} \leq ep \leq \frac{377.5}{20} \rightarrow 12.58 \leq ep \leq 18.875 \rightarrow \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-B-A-2 Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes :

Le palier :

Désignation	Epaisseur(m)	P (KN/m)	G(KN/m)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.15	25	3.75

G_p total=5.27 kN/m

Tableau III-B-1 : Charges permanentes du palier

$$Q_1=2.5 \text{ KN/m}^2$$

La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10	/	0.2
Paillasse	Ep/cosα=0.172	25	4.3

G total=8.145 KN/ml

Tableau III-B-2 : Charges permanentes de la volée

Les surcharges d'exploitation :

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

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

III-B-2-A-3 calcul à l'ELU :

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier : } q_u^p = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.8645 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u^v = (1.35 \times 8.145 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.74575 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_s^p = (5.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s^v = (8.145 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux Méthodes de calcul de la RDM :

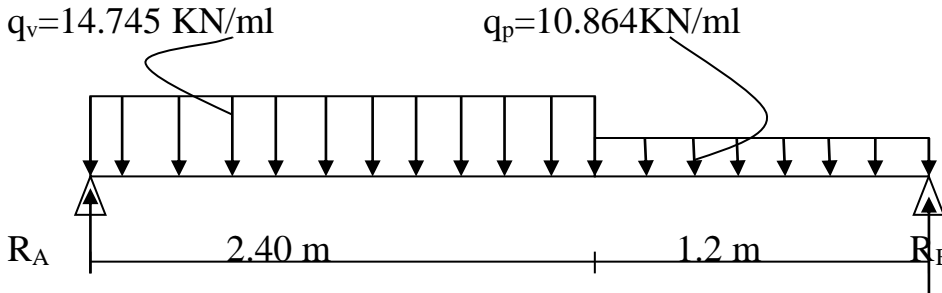


Figure III-B-4 : schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :

$$\sum F=0 ; R_A + R_B - (14.745 \times 2.4) - (10.864 \times 1.2) = 0$$

$$\implies R_A + R_B = 48.424 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \implies -R_B \cdot l + q_p \cdot l_1 (l_1/2 + l_2) + q_v \cdot l_2 \cdot l_2/2$$

$$-R_B \cdot l + 39.11 + 42.465 = 0 \quad R_B = 22.65 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \implies R_A = 25.774 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes:

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

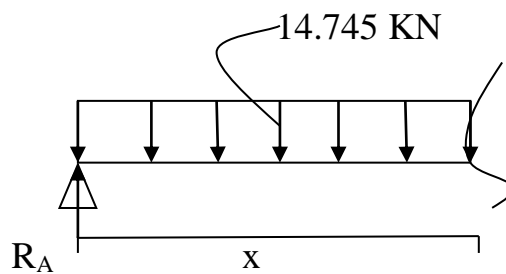


Figure III-B-5: Tronçon 1

Effort tranchant:

$$-14.745 \cdot x + 25.774 - T_y$$

$$X=0 \implies T_y = 25.774 \text{ KN} \quad X=2.40 \text{ m} \quad T_y = -9.614 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z + 14.745 \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x \implies M_z = -14.745 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$X=0 \longrightarrow M_z=0 \quad X=2.40\text{m} \longrightarrow M_z=19.39 \text{ KN.m}$$

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

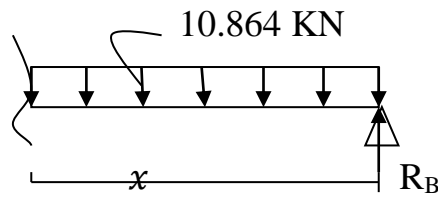


Figure III-B-6 : Tronçon II

Effort tranchant:

$$T_y + 22.65 - 10.864 \cdot x$$

$$X=0 \longrightarrow T_y = 22.65 \text{ KN} \quad X=1.2 \text{ m} \longrightarrow T_y = -9.614 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z + 10.864 \frac{x^2}{2} - R_B \cdot x = 0$$

$$X=0 \longrightarrow M_z=0 \quad X=1.2\text{m} \quad M_z=19.36 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment M_z^{\max} :

$$R_A - 14.745 \cdot x = 0$$

$$X = \frac{25.774}{14.745} = 1.75 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$-14.745 \frac{1.75^2}{2} + 25.774 \times 1.75 = 22.52 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les Valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction On obtient ainsi :

$$M_{az} = -0.3 \times 22.52 = -6.756 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 22.52 = 19.142 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

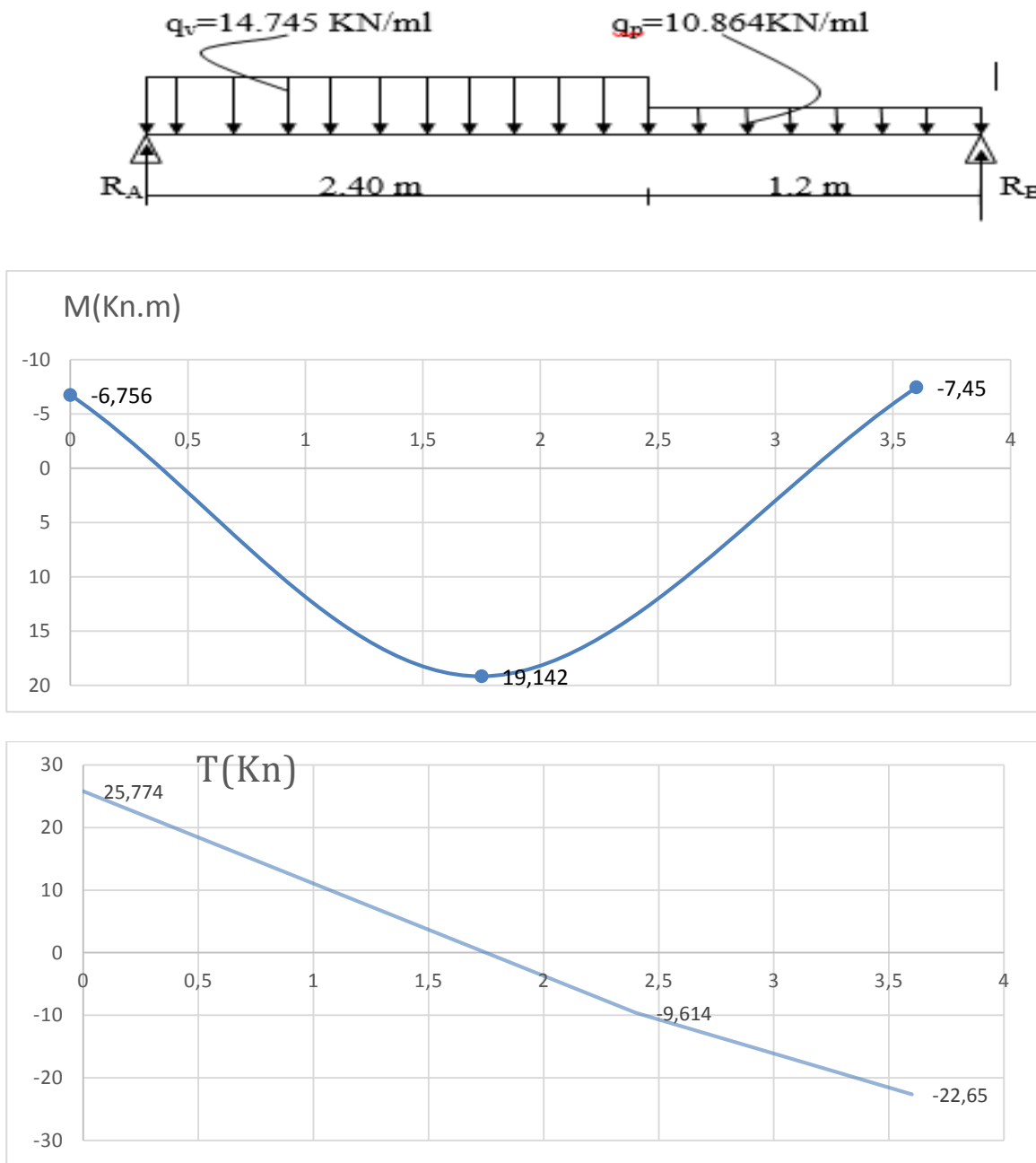


Figure III-B-7: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Aux appuis :

- Appui A et B : $M_A = M_B = 6.746 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.746 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0281$$

$$\mu_a = 0.0281 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0281 \quad \Longrightarrow \quad \beta_l = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.746 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.512 \text{ cm}^2$$

$$A_A = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

b) en travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.142 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0797 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0.079 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.079 \quad \beta_l = 0.959 \quad \Longrightarrow$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.142 \times 10^3}{0.959 \times 13 \times 348} = 4.412 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifiée 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0.23 b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$
 Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} < \tau_u^{\text{lim}}$$

$$\tau_u^{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{25.774 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.198 \text{ mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement or les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/révisé 99) [2].

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^{\text{lim}} \quad \text{avec} : \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

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

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

Donc : $\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.3d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \emptyset = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.774 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.75 \text{ Mpa} < \tau_{se}^{\text{lim}} = 3.15 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant :

-Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrée} = \frac{\gamma_s V_{u\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 25.774 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adoptée} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ ancrée} = 0.74 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

-Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/révisé 99) [2] :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4\tau_{se}} \longrightarrow L_s = \varnothing 35$$

Pour HA10 : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

Pour HA12 : $L_s = 35 \times 12 = 420 \text{ mm} = 42 \text{ cm}$ (en travée).

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 40L_s$.

Pour HA12 $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.

Pour HA10 $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

On opte pour un $L_c = 20 \text{ cm}$.

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 91/révisé 99) [2] :

-Armatures principales en travée : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

-Armatures principales aux appuis : $St = 220 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

-Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. condition vérifiée.

B- calcul à l'ELS :



Figure III.B.8: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x = 0$$

$$\Sigma F/y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 10.645(2.4) + 7.777(1.2)$$

$$R_A + R_B = 34.88 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \longrightarrow 10.645(2.4)(1.2) + 7.777(1,2)(3) - R_B(3.6) = 0$$

$$R_B = 16.29 \text{ KN}$$

$$R_A = 18.57 \text{ KN}$$

•Effort internes:

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$T_y = R_A - 10.645x = -10.645x + 18.57$$

Pour $x=0$ $T_y = 18.57\text{KN}$

Pour $x=2.4\text{m}$ $T_y = -6.98\text{KN}$

$$M_z = R_{Ax} - 10.645 \frac{x^2}{2} = 18.57x - 5.32x^2$$

Pour $x=0$ $M_z = 0$

Pour $x=2.4\text{m}$ $M_z = 13.92\text{KN.m}$

Tronçon 2: $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$

$$T_y = -R_B + 7.77x = 7.77x - 16.29$$

Pour $x=0$ $T_y = -16.29\text{KN}$

Pour $x=1.2\text{m}$ $T_y = -6.98\text{KN}$

$$M_z = R_{Bx} - 7.77 \frac{x^2}{2} = 16.29x - 3.885x^2$$

Pour $x=0$ $M_z = 0$

Pour $x=1.2\text{m}$ $M_z = 13.92\text{KN.m}$

•Calcul du moment max $M_{z\text{max}}$:

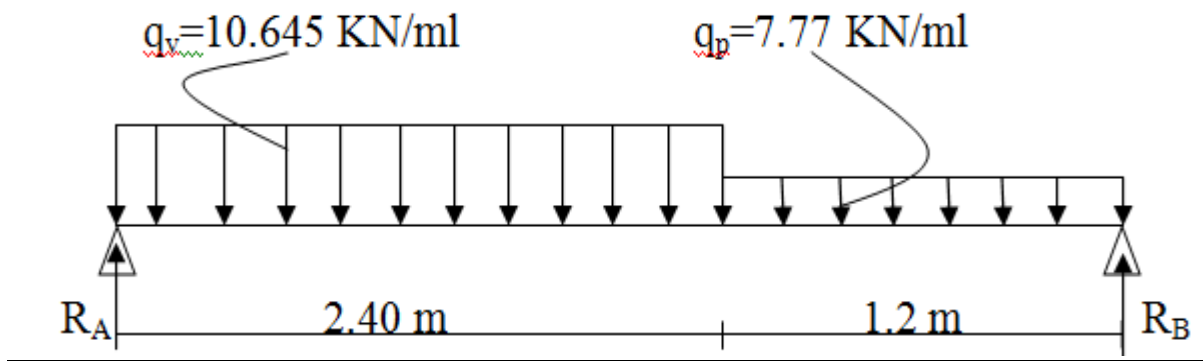
$$T_y = -10.645x + 18.57 \quad \longrightarrow \quad \text{L'effort tranchant est nul au point } x = 1.75\text{ m}$$

$$M_{z\text{max}}(1.75\text{ m}) = 24.84\text{KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis:

En travée: $M_t = 0.85M_{z\text{max}} = 21.11\text{KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0,3 M_{z\text{max}} = -7.45\text{KN.m}$



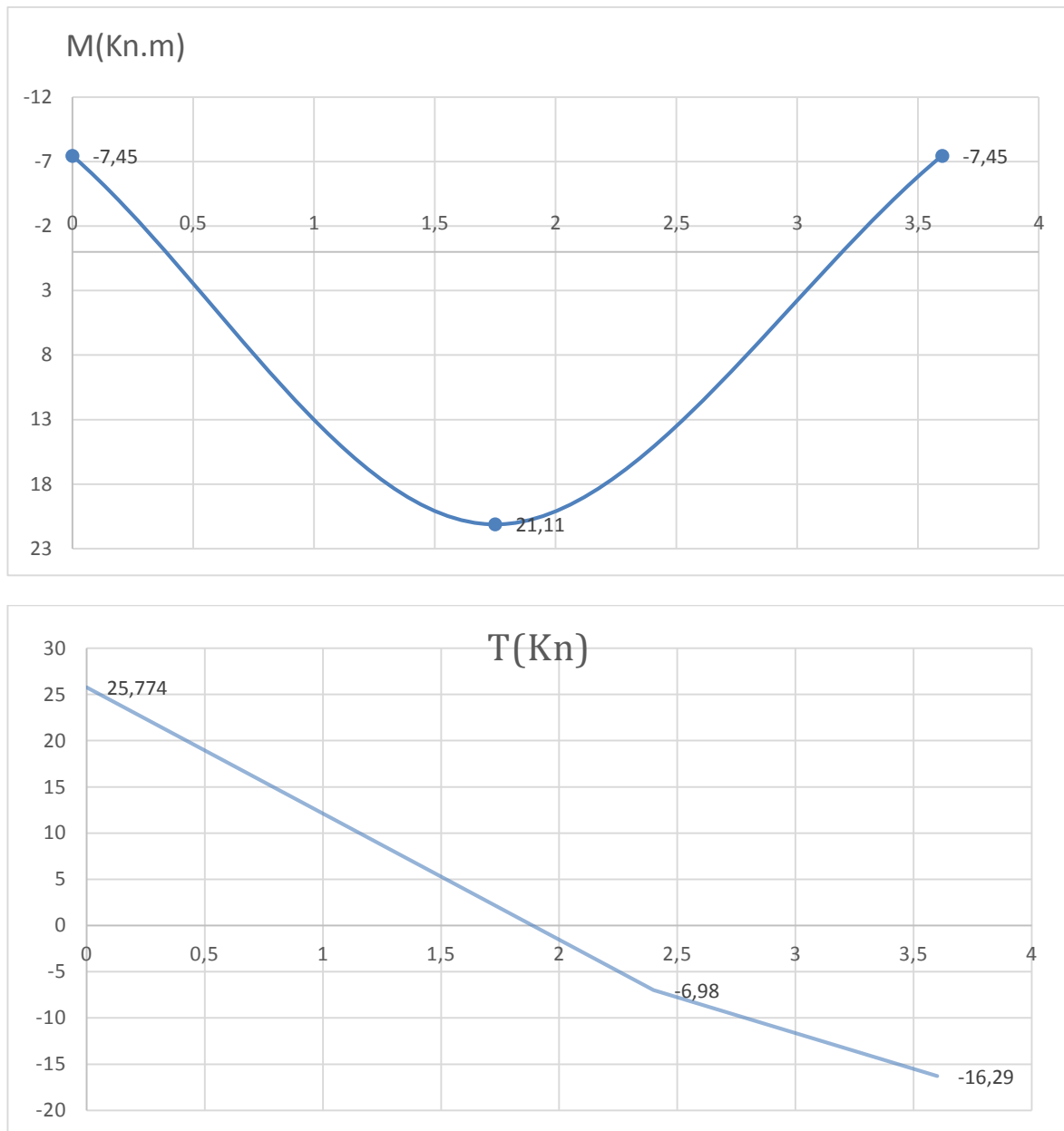


Figure III-B-9 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

Vérifications à l'ELS:

1. Etat limite de compression du béton:

- En travée:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho = 0.347 \quad k_1 = 39.95 \quad \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{21.11 \times 10^6}{0.909 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 395.22 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{395.22}{39.95} = 9.89 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99)[2].

3. Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) [2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ \frac{As}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{360} = 0.0416 < \frac{1}{16} = 0.625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.0416 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{21.11}{10 \times 24.84} = 0.0849 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.105 \quad \text{condition non vérifiée}$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

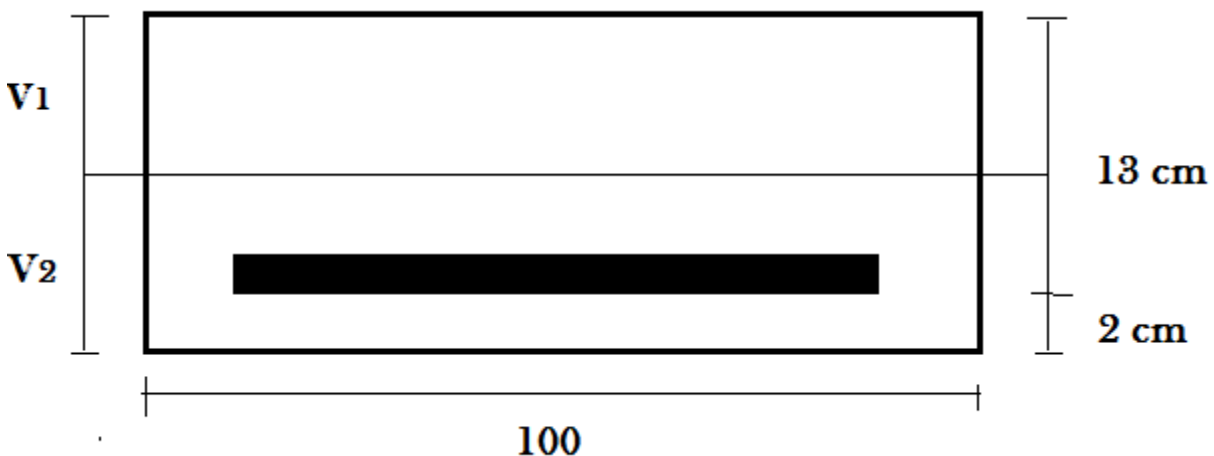


Figure III.B.10: Schéma statique de calcul

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{E_v I} \leq f = \frac{l^4}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Avec $q_{max} = \max(q \text{ pailleuse} ; q \text{ palier}) = \max(10.645; 7.77) = 10.645 \text{ kN/ml}$

$$Q_{max} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

f : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

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

$$\text{Ou : } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec :

$S_{ix'x}$: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 130 = 20064 \text{ cm}^3$$

$$S_{ix'x} = 20064 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = 100 \times 15 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{20064}{1567.8} = 12.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 12.79 = 2.20 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(12.8)^3 + (2.20)^3 + 15 \times 4.52 (2.2 - 2)^2]$$

$$I_0 = 70343.3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.645 \times 360^4}{18018.86 \times 10^3 \times 70343.3}$$

$$f = 0.0018 < 0.72 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant

L'escalier :

-En travée

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

-Aux appuis

Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml ($S_t = 20$ cm).

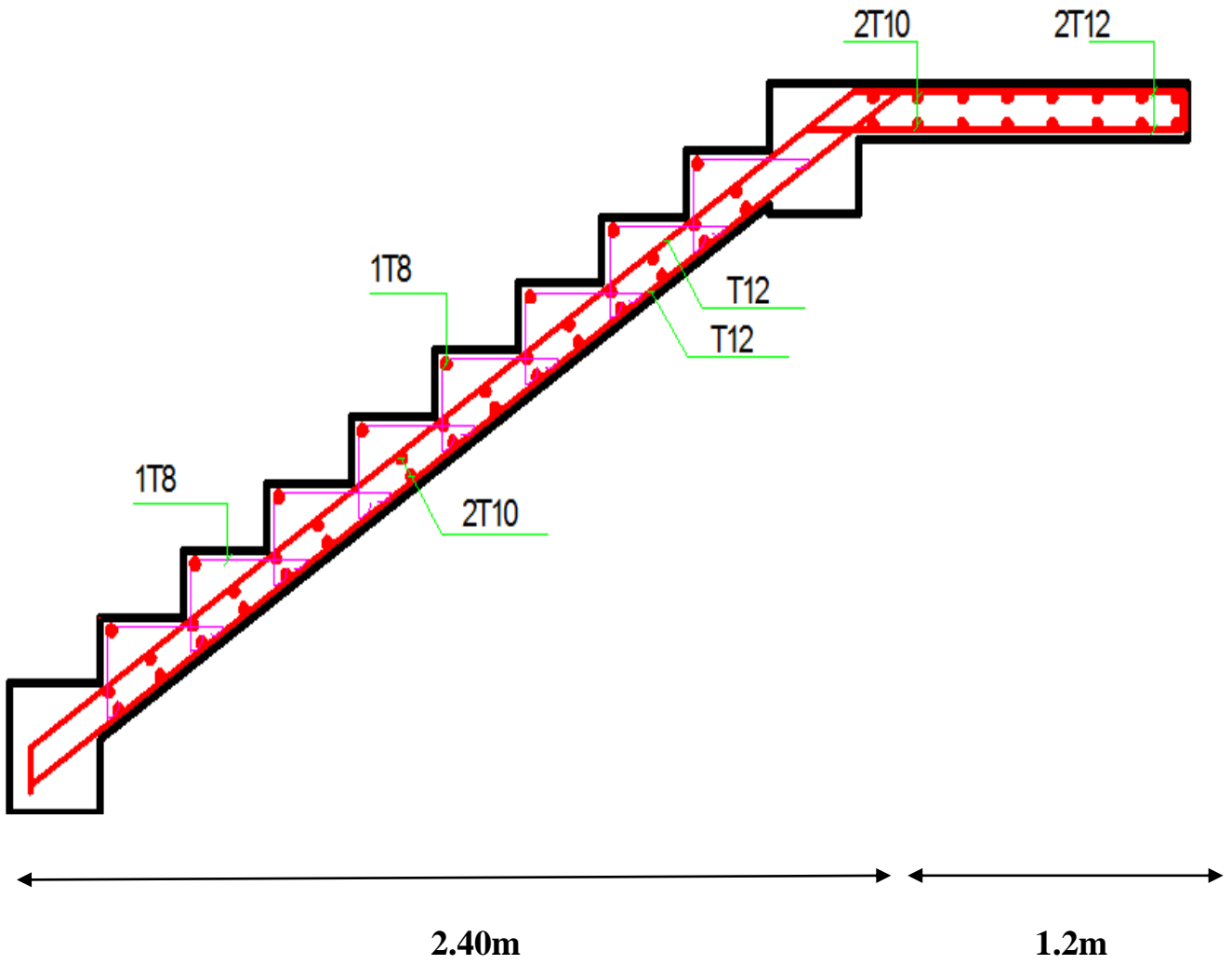


Figure III-B-11 : plan de ferrailage de l'escalier.

III.C. Etude de la dalle salle machine

III.C.1 : Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

III.C.2 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

-La surface de la salle machine est de : $3.2 \times 3.4 = 10.88 \text{ m}^2$.

-La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $P=100 \text{ KN}$.

III.C.3 : Calcul de la dalle plane :

a. épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $ht = \frac{lx}{30} = \frac{3.2}{30} = 10.66 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: $ht \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur

$ht = 15 \text{ cm}$.

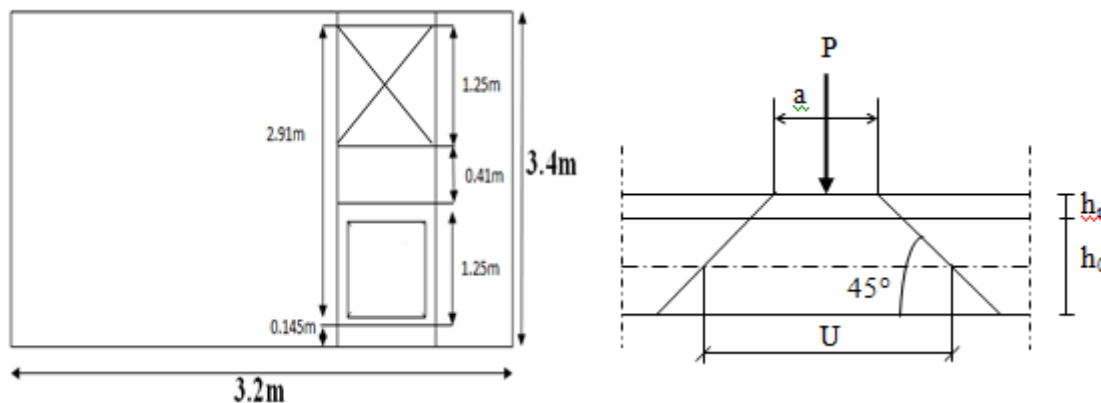


Figure III.C.1 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

La dalle repose sur 04 appuis et 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. D'où 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.

$$U = U_0 + 2 e + ht \Rightarrow U = 100 + 2 \cdot 35 + 15 = 125 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 e + ht \Rightarrow V = 100 + 2 \cdot 35 + 15 = 125 \text{ cm}$$

⇒ $U = 125\text{cm}$; $V = 125\text{cm}$

Avec :

(U0 x V0) : Surface de contact (U0 =V0 = 100 cm)

ht : épaisseur de la dalle (15cm).

e : épaisseur du revêtement (5cm).

Sachant que la charge n'est pas au milieu du panneau nous allons utiliser l'artifice de **RESAL** pour déterminer les moments M_x et M_y

Les côtés U0 et V0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{3.4} = 0.941$; $0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.

b. Calcul des moments au centre du panneau :

On utilisant l'artifice de Resal on aura :

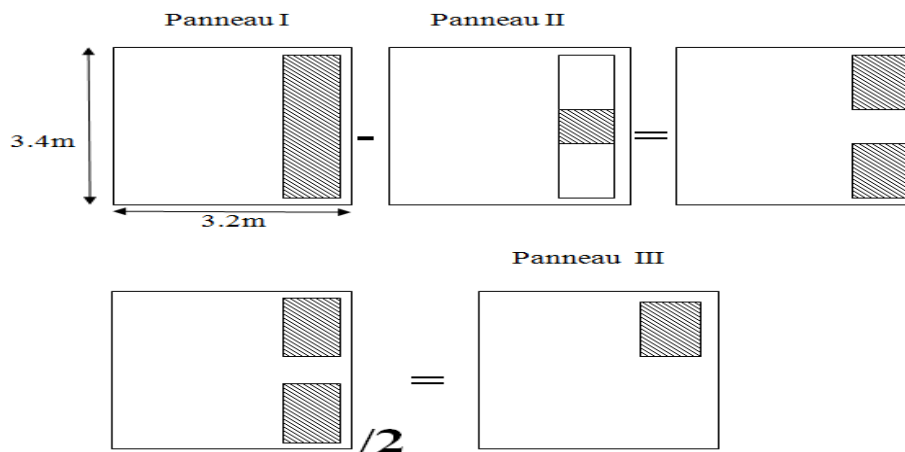


Figure : III.C.2 : méthode de calcul d'une charge excentrée

$M_x^{III} = (M_x^I - M_x^{II}) / 2$

$M_y^{III} = (M_y^I - M_y^{II}) / 2$

-Calcul du moment pour le panneau I :

$$\left. \begin{aligned} M_x^I &= 1.35P_i(M_1 + uM_2) & M_x^I &= 1.35P(M_1) \\ M_y^I &= 1.35P_i(M_2 + uM_1) & M_y^I &= 1.35P(M_2) \end{aligned} \right\} \text{ELU : } u=0$$

V= coefficient de poisson.

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_i}{u_i v_i} = \frac{P}{u.v} \frac{100}{(1.25)(1.25)} = \frac{PI}{(125)(2.91)}$$

$P_I = 231 \text{ KN}$

$M1$ et $M2$: coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{2.91}{3.2} = 0.89 ; \frac{U}{l_y} = \frac{1.25}{3.4} = 0.36 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD})$$

Après interpolation : **$M1 = 0.078$** .

$M2 = 0.074$.

D'où : $M_x^I = 1,35(231)(0,078) = 24.32 \text{ KN. m}$

$M_y^I = 1,35(231)(0,074) = 23.07 \text{ KN. m}$

-Calcul du moment pour le panneau II :

$$\left. \begin{aligned} M_x^{II} &= 1.35P_{II}(M_1 + uM_2) & M_x^{II} &= 1.35P(M_1) \\ M_y^{II} &= 1.35P_{II}(M_2 + uM_1) & M_y^{II} &= 1.35P(M_2) \end{aligned} \right\} \text{ELU : } u=0$$

$$\frac{P_{II}}{u.l_v} = \frac{P}{u.v} \quad \frac{100}{(1.25)(1.25)} = \frac{P_{II}}{(1.25)(0.41)}$$

$P_{II} = 32.69 \text{ KN}$

$M1$ et $M2$: coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0.41}{3.2} = 0.128 ; \frac{U}{l_y} = \frac{1.25}{3.4} = 0.367 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD})$$

Après interpolation : **$M1 = 0.196$** .

$M2 = 0.150$.

$M_x^{II} = 1.35(32.69)(0.196) = 8.65 \text{ KN.m}$

$M_y^{II} = 1.35(32.69)(0.150) = 6.61 \text{ KN.m}$

- Calcul du moment pour le panneau III :

$$M_x^{III} = \frac{24.32 - 8.65}{2} = 7.835 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{III} = \frac{23.07 - 6.61}{2} = 8.23 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$M_{x2} = u_x \text{ qu } L_x$

$M_{y2} = u_x M_{x2}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{3.4} = 0.941 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$u_x = 0.0419 \quad ; \quad u_y = 0.864$$

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : M_{x2} = 0,0419 \times 6,562 \times (3,2)^2 = 2.815 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,864 \times 2,815 = 2.432 \text{ KN.m}$$

-Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.835 + 2.815 = 10.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.23 + 2.432 = 10.662 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des poutres, les Moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III.C.4: Ferrailage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Sens de la petite portée X-X :

$$\text{- Aux appuis : } M_{u,x} = - 0,3 \times 10.65 = - 3.195 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.195 \times 10^3}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.993$$

$$A_{sa} = \frac{3.195 \cdot 10^3}{0.993 \cdot 13 \cdot 348} = 0.711 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25cm.**

$$\text{-En travée : } M_{u,x} = 0,85 \times 10.65 = 9.053 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{9.053 \cdot 10^3}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{9.053 \cdot 10^3}{0.981 \cdot 13 \cdot 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

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

Sens Y-Y :

Aux appuis :

$$M_{y_a} = - 0,3 \times 10.662 = -3.199 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3.199 \times 10^3}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.993$$

$$A_{sa} = \frac{3.199 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.712 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

En travée :

$$M_{yt} = 0,85 \times 10.662 = 9.063 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{9.063 \cdot 10^3}{100.13^2 \cdot 14.2} = 0.0377 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA} \quad \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{9.063 \cdot 10^3}{0.981 \cdot 13 \cdot 348} = 2.042 \text{ cm}^2$$

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

III.C.5 : Vérification à L'ELU :

Sens X-X :

Le ferrailage de la salle machine doit satisfaire la CNF :

$$W_x = W_0(3 - \rho) = 0.0008 \times (3 - 0.94) / 2 = 0.0008$$

$$A_{min} = W_x \times b \times h_t = 0.00095 \times 100 \times 15 = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.425 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{min} = W_y \times b \times h_t = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

Sens X-X : $St = 25 \text{ cm} = \min \{2 h_t, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée}$

Sens Y-Y : $St = 25 \text{ cm} < \min \{3 h_t, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

(Avec : $h_t = 15 \text{ cm}$)

-Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91) :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \beta q_u a$$

$$V_u = \beta q_u b \quad \beta = 1.10$$

$$V_{max} = 1.1 \times 6.562 \times 3.2 = 23.09 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bXd} = \frac{23.09 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bXd} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

-Entraînement des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

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

calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

calcul de τ_{se} :

Dans le sens yy :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.09 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.7} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{ pas de risque d'entraînement des barres.}$$

Dans le sens XX :

$$\sum U_i = 3.14 \times 4 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.09 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{ pas de risque d'entraînement des barres.}$$

-Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) :

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

$$L_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

calcul de τ_{se} :

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm ; on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ;

Donc : **$L_c = 16\text{cm}$** .

-Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **P_u** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal.

$$P_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $U_c = 2 (U + V) = 2 (125 + 125) = 500 \text{ cm} = 5 \text{ m}$

$$P_u = 166 \text{ KN/ml} \leq \frac{0.045 \times 5 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{ KN/ml}$$

III.C.6 : Vérification à l'ELS :

a. Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x I = 1,35 P I (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y I = 1,35 P I (M_2 + \nu M_1)$$

à l'ELS : $\nu = 0,2$

-Calcul du moment pour le panneau I :

$$\left. \begin{aligned} M_x I &= P I (M_1 + \nu M_2) \\ M_y I &= P (M_2 + \nu M_1) \end{aligned} \right\} \text{ ELS : } \nu = 0.2$$

ν = coefficient de poisson.

P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$\frac{P_I}{u_1 \cdot v_1} = \frac{P}{u \cdot v} \frac{100}{(1.25)(1.25)} = \frac{P I}{(125)(2.91)}$$

$$P_I = 231 \text{ KN}$$

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{2.91}{3.2} = 0.89 ; \frac{U}{l_y} = \frac{1.25}{3.4} = 0.36 \quad (\text{Tableaux de PIGEAUD})$$

Après interpolation : **$M_1 = 0.078$** .

$M_2 = 0.074$.

D'où : $M_x^I = (231)(0,078+0.2 \times 0.074) = 21.43 \text{ KN.m}$

$M_y^I = (231)(0,074+0.2 \times 0.078) = 20.69 \text{ KN.m}$

-Calcul du moment pour le panneau II :

$$\left. \begin{aligned} M_x^{II} &= P_{II}(M_1 + uM_2) \\ M_y^{II} &= P_{II}(M_2 + uM_1) \end{aligned} \right\} \text{ELU : } u_c = 0$$

$$\frac{P_{II}}{u_x v_x} = \frac{P}{u.v} \qquad \frac{100}{(1.25)(1.25)} = \frac{P_{II}}{(1.25)(0.41)}$$

$P_{II} = 32.69 \text{ KN}$

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports :

$\frac{U}{L_x} = \frac{0.41}{3.2} = 0.128 ; \frac{U}{L_y} = \frac{1.25}{3.4} = 0.367$ (Tableaux de PIGEAUD) □

Après interpolation : **$M_1 = 0.196$** .

$M_2 = 0.150$.

$M_x^{II} = (32.69)(0.196 + 0.2 \times 0.150) = 7.34 \text{ KN.m}$

$M_y^{II} = (32.69)(0.150 + 0.2 \times 0.196) = 6.19 \text{ KN.m}$

-Calcul du moment pour le panneau III :

$M_x^{III} = \frac{21.43 - 7.34}{2} = 7.045 \text{ KN.m}$

$M_y^{III} = \frac{20.69 - 6.19}{2} = 7.25 \text{ KN.m}$

b. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$M_x2 = \mu_x q_u L_x$

$M_y2 = \mu_y M_x2$

$u_x = 0.0419 ; \quad u_y = 0.864$

$q_u = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}$

D'où : $M_x2 = u_x q_u L_x^2$

$M_y2 = u_y M_x2$

$M_x2 = 0.0419 \times 4,75 \times (3,2)^2 = 2.03 \text{ KN.m}$

$M_y2 = 2.03 \times 0,864 = 1,76 \text{ KN.m}$

c. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.045 + 2.03 = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.25 + 1.76 = 9.01 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles

Aux appuis :

$$M_{xa} = -0,339 \cdot 9.07 = -2,721 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,33 \cdot 9.01 = -2,703 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{xt} = 0,853 \cdot 9.07 = 7.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,853 \cdot 9.01 = 9.65 \text{ KN.m}$$

III.C.7 : Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Sens de la petite portée X-X :

-Aux appuis :

$$M_{xa} = -2,721 \text{ KN.m} \quad A_{sa} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{sa}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 13} = 0.15$$

$$\rho = 0.15 \quad \beta_1 = 0.936 \quad K = 0.015$$

$$\sigma_s = \frac{M_{As}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{2.721 \cdot 10^3}{0.936 \cdot 13 \cdot 2.01} = 111.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.02 \cdot 111.25 = 1.6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

-En travée :

$$M_s = 7.7 \text{ KN.m} ; \quad A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{sa}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.14}{100 \cdot 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \quad \beta_1 = 0.921 \quad K = 0.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_{As}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{7.7 \cdot 10^3}{0.921 \cdot 13 \cdot 3.14} = 204.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.02 \cdot 204.81 = 4.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Sens Y-Y :

-Aux appuis :

$$M_s = 2.703 \text{ KN.m} ; \quad A_{s_a} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{s_a}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.15$$

$$\rho = 0.15 \quad \beta_1 = 0.936 \quad K = 0.015$$

$$\sigma_s = \frac{M_{As}}{\beta_1 \times d \times A_{s_a}} = \frac{2.703 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 110.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.015 \times 110.51 = 1.65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

-En travée :

$$M_s = 9.65 \text{ KN.m} ; \quad A_{s_a} = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\rho = \frac{100 \times A_{s_a}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \quad \beta_1 = 0.921 \quad K = 0.02$$

$$\sigma_s = \frac{M_{As}}{\beta_1 \times d \times A_{s_a}} = \frac{9.65 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 3.14} = 260.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.02 \times 260.35 = 5.20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

-Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III.C.8 : Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

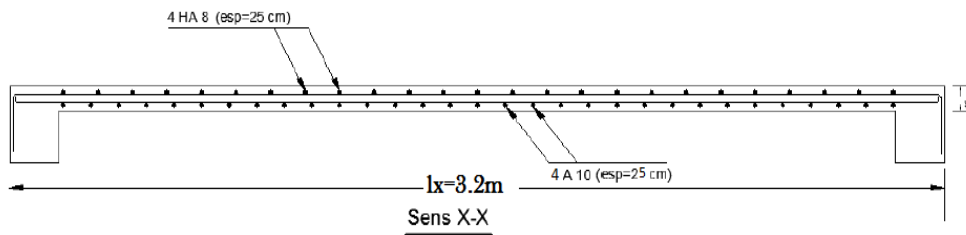


Figure : III.C.3 : ferrailage de la salle machine sens (x-x)

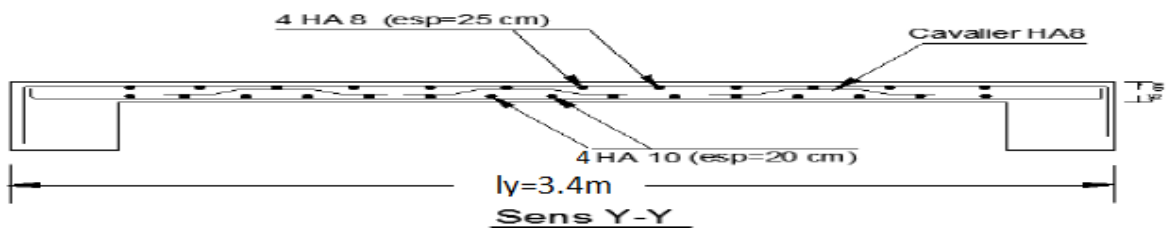


Figure : III.C.4 ferrailage de la salle machine sens (y-y)

1) Modélisation :

Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand nous considérons une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliqué voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV.1. Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, 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 champs de contraintes, les modes de vibration.....

IV.2. Méthode de calcul :

Nous distinguons deux cas :

- Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
- Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la **méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.3. Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 7 niveaux (sous-sol + RDC + 5étages courants) encastree a la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

IV.4. Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).

4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
5. Définition des charges statiques (G.Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

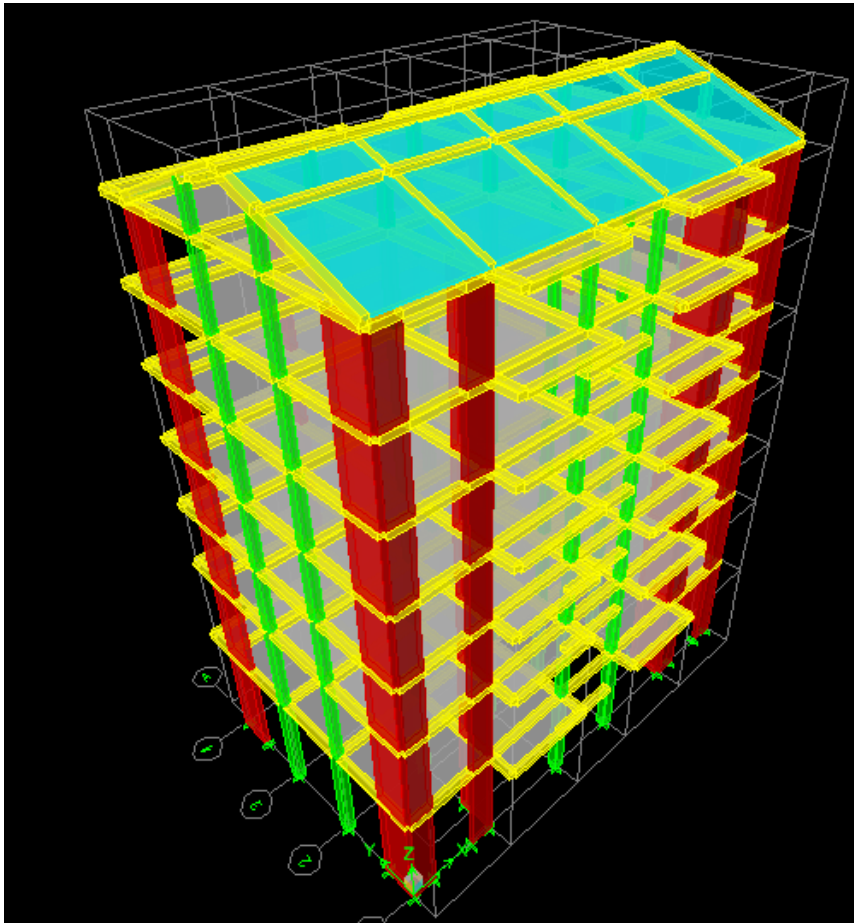


Figure IV.1 : Vu en 3d de la structure

2) Vérification des exigences du RPA :

Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les

vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

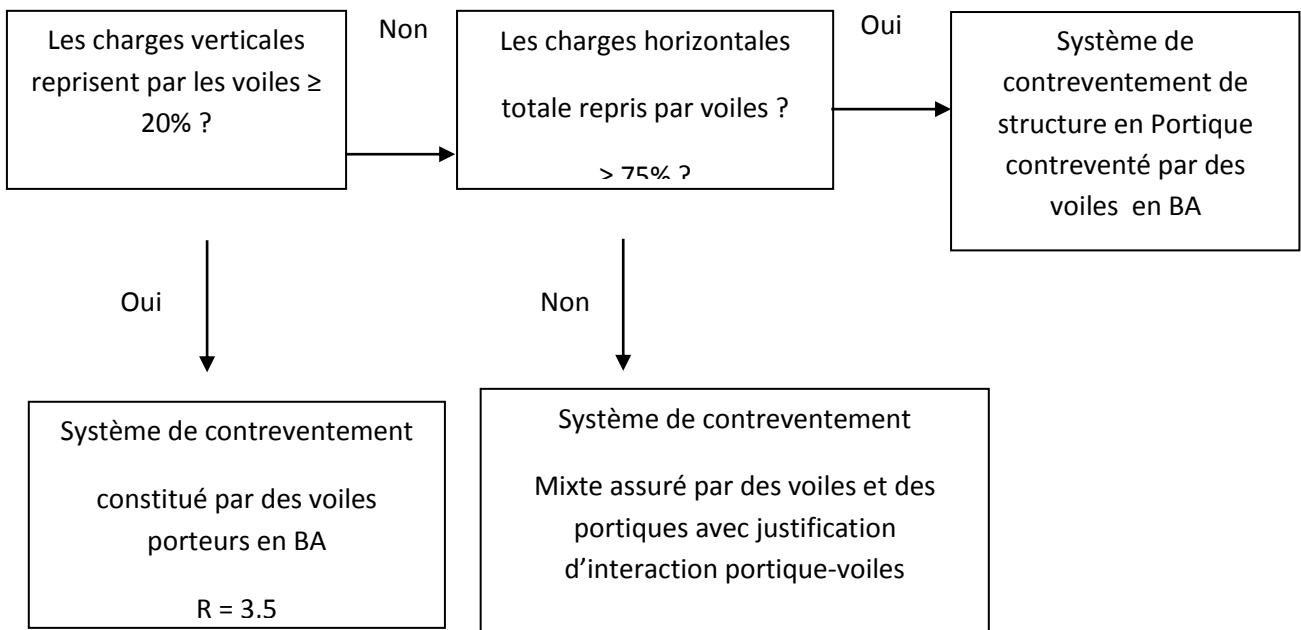
Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- 1) Vérification des déplacements relatifs
- 2) Vérifications du déplacement maximal de la structure
- 3) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- 4) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)
- 5) Vérification de la participation de la masse modale

IV.1) Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :

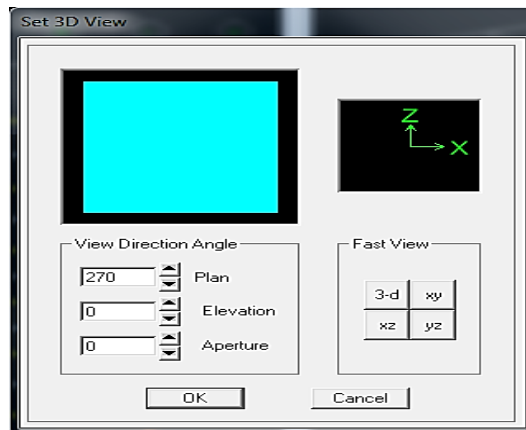


Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

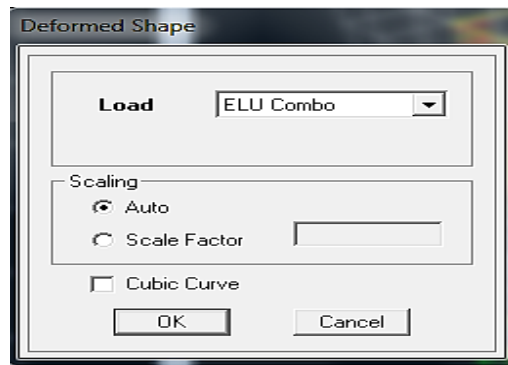
View → **Set 3D view**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur



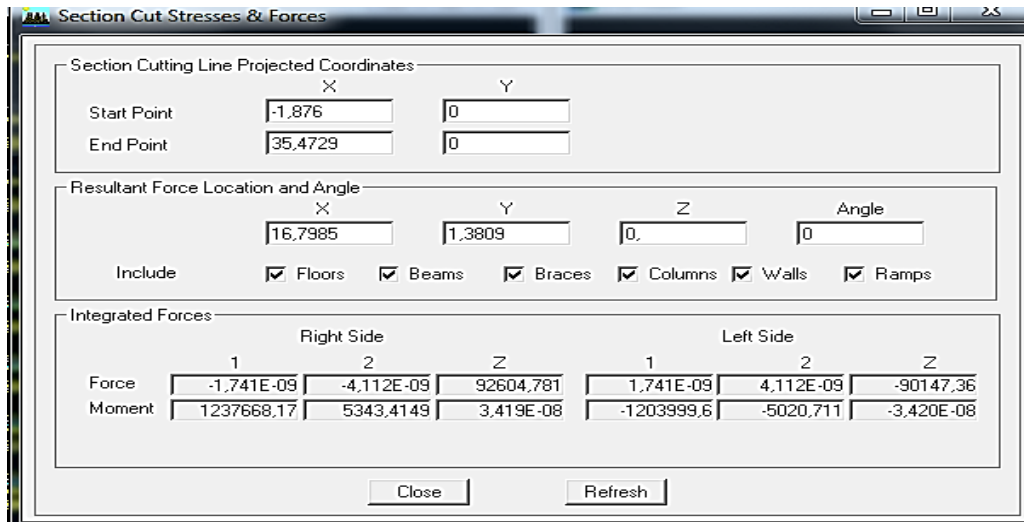
Display → **show Deformed shape** → **Load: ELU**



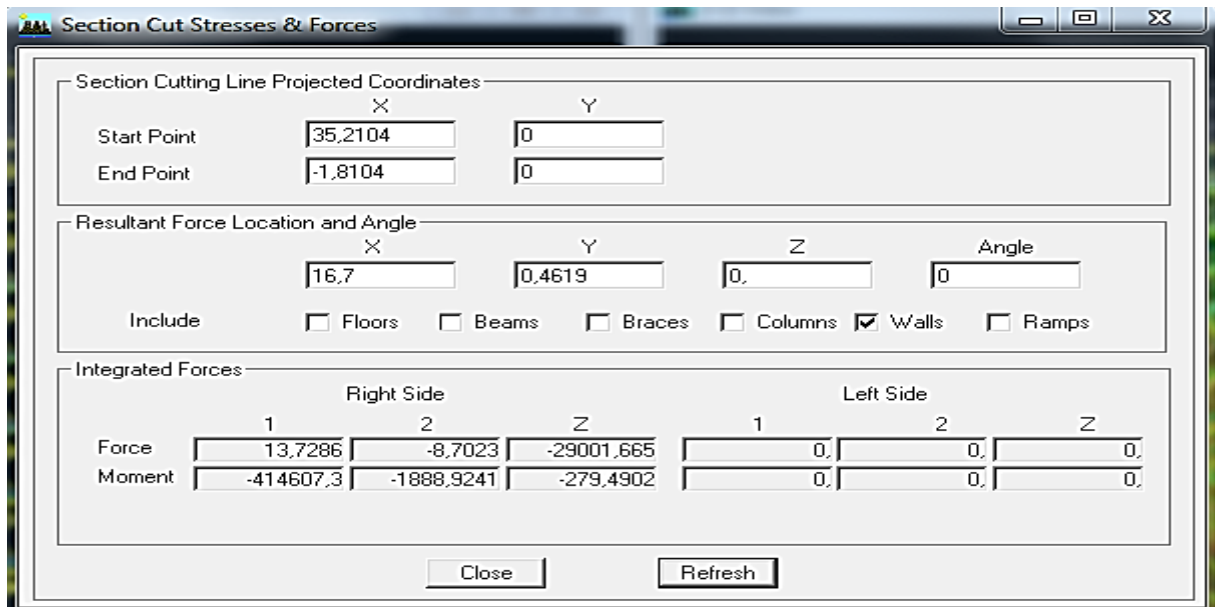
En suite:

DrawDraw → **Section Cut,**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.



Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramp** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par Ex et Ey et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2)

• **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voile uniquement	
	KN	%	KN	%
Sens verticale	23835.884	100	13195.52	55.53
sens EX	844.63	100	754.95	89.38
sens EY	838.916	100	762.33	90.95

Tableau IV.1 : pourcentages charges verticales et horizontales repris par les voiles

D’après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et un pourcentage élevé des charges horizontales et d’après l’article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

(Contreventement constitué par des voiles porteurs en BA).

1) Vérification des déplacements relatifs

D’après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 3.5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

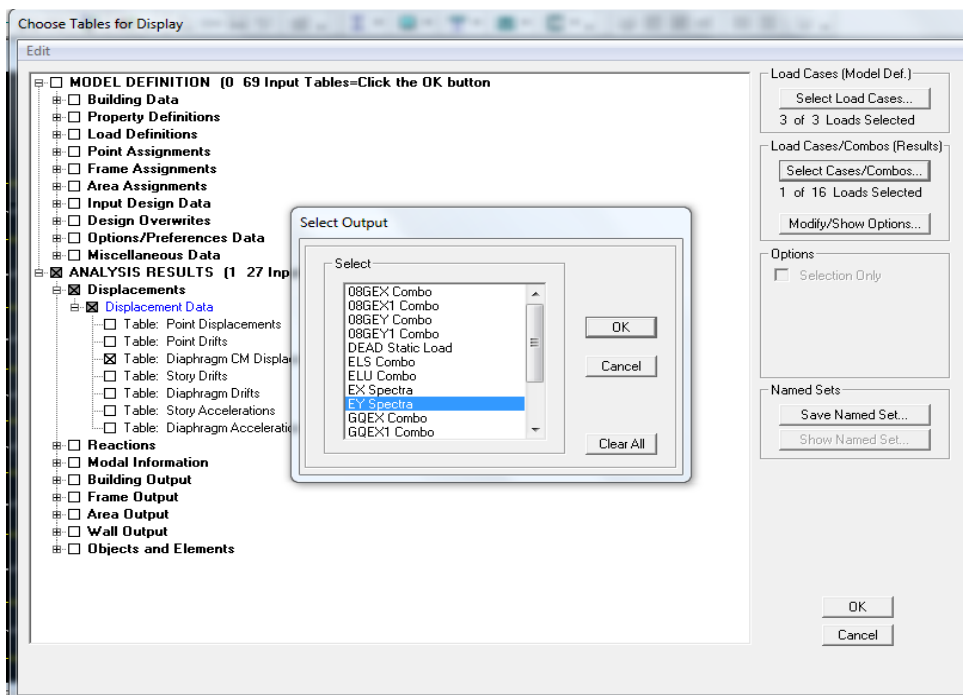
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Dans le sens longitudinal**

Display —————> **show tables** —————>

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes : **Analysis results**
Displacement Data —————> **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/compos**



- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étg} (m)	Cond
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)		
5 ^{ème}	0,0206	0,0721	0,0074	0,0205	0,07115	0,00955	<0,0306	CV
4 ^{ème}	0,0185	0,0647	0,0084	0,0176	0,0616	0,01085	<0,0306	CV
3 ^{ème}	0,0161	0,0563	0,0101	0,0145	0,05075	0,0112	<0,0306	CV
2 ^{ème}	0,0132	0,0462	0,0116	0,0113	0,03955	0,0112	<0,0306	CV
1 ^{er}	0,0099	0,0346	0,0119	0,0081	0,02835	0,01085	<0,0306	CV
RDC	0,0065	0,0227	0,015	0,0050	0,0175	0,0119	<0,0408	CV
S-SOL	0,0022	0,0077	0,0077	0,0016	0,0056	0,0056	<0,0460	CV

Tableau IV.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D’après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de l RPA vis-à-vis des déformations est vérifier

2) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{26.18}{500} = 0.0523 \text{ m (Art B.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{\max} : déplacement maximal

f : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ———→ **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être rempli comme indiqué sur l'image

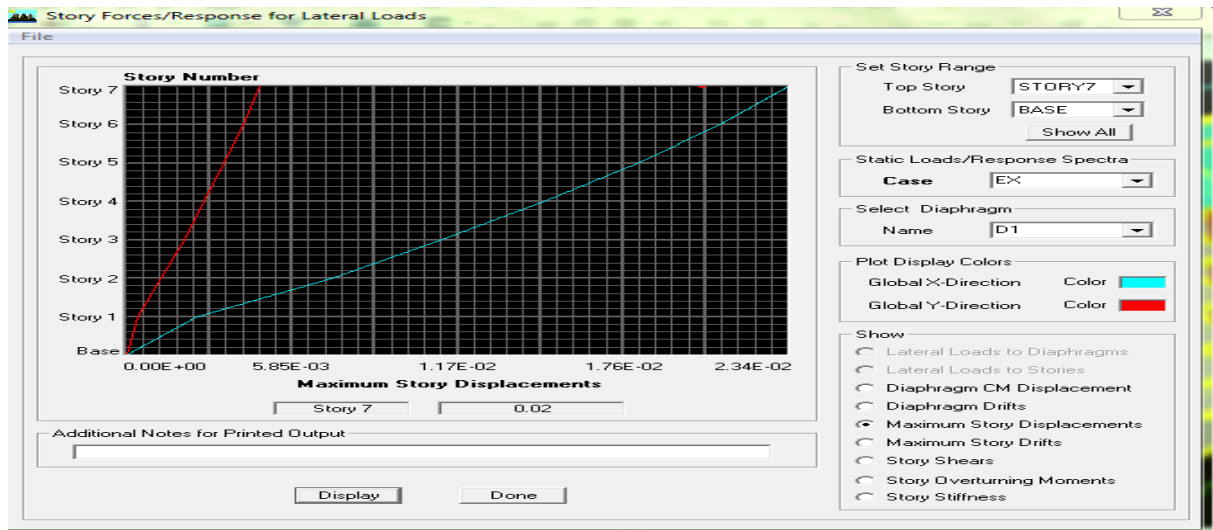


Figure IV-2 : Déplacement maximal

Puis, on clique sur **display**

Et on relèvera la valeur du déplacement maximal

Dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction E_x par E_y , et on relève la valeur du déplacement

- **Résultats trouvés :**

- Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0523\text{m}$$

- Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0523\text{m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

3) Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs **R = 3.5**

Q : Facteur de qualité

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Observé	0.00
Régularité en élévation	observé	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.01

Q=1.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂: période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

T₂ (S3) = 0,5sec.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\epsilon = 10\%$

D'où :

$\eta = 0,76 \geq 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

T: La période fondamentale donnée par ETABS : $T = 0,950$

Donc :

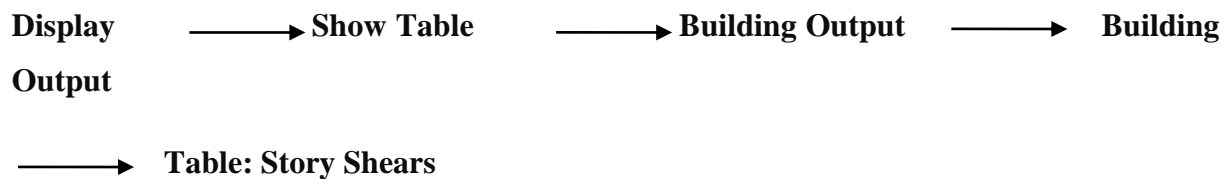
$$T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0,950 \leq 3,0\text{sec}$$

D'où :

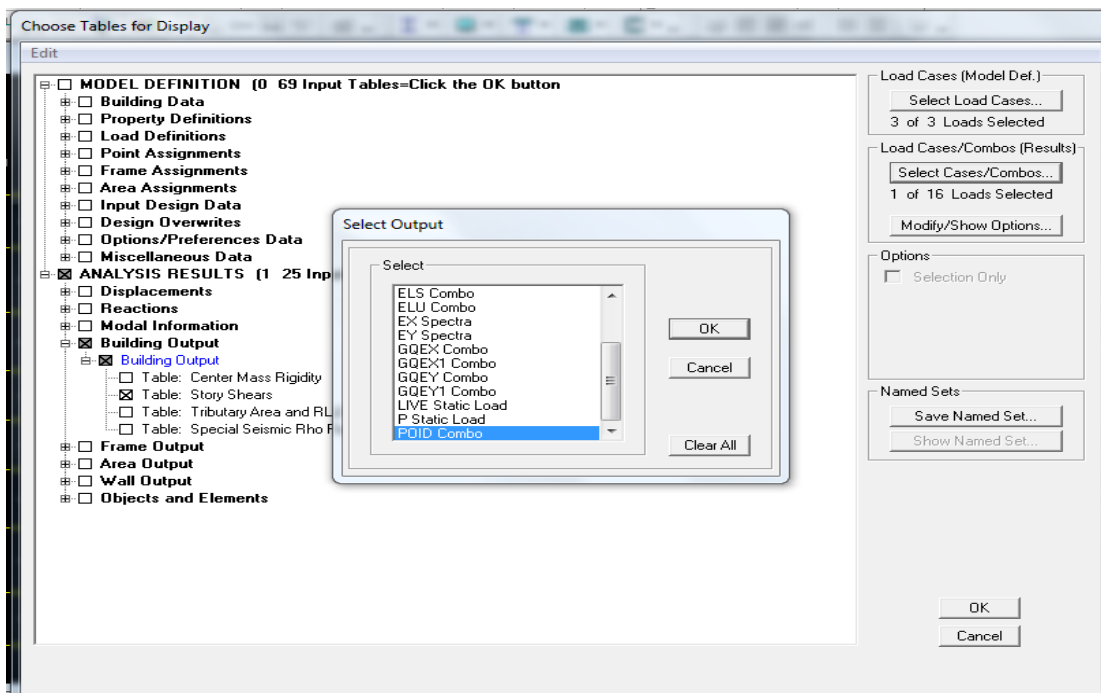
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,950}\right)^{2/3} = 1,23$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :



Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TOITURE	POIDS	Top	28.80	0.00	0.00	0.000	164.160	-276.480
TOITURE	POIDS	Bottom	752.85	0.00	0.00	-0.007	4227.976	-7206.459
STORY7	POIDS	Top	2256.00	0.00	0.00	-0.007	13396.306	-21854.588
STORY7	POIDS	Bottom	2734.89	0.00	0.00	-0.007	16010.102	-26451.943
STORY6	POIDS	Top	4215.70	0.00	0.00	-0.007	25048.157	-40667.652
STORY6	POIDS	Bottom	4701.59	0.00	0.00	-0.007	27662.566	-45332.210
STORY5	POIDS	Top	6182.51	0.00	0.00	-0.007	36700.591	-59548.843
STORY5	POIDS	Bottom	6703.20	0.00	0.00	-0.006	39485.577	-64547.552
STORY4	POIDS	Top	8184.01	0.00	0.00	-0.006	48523.632	-78763.261
STORY4	POIDS	Bottom	8704.70	0.00	0.00	-0.006	51308.988	-83761.970
STORY3	POIDS	Top	10185.51	0.00	0.00	-0.006	60347.044	-97977.679
STORY3	POIDS	Bottom	10706.21	0.00	0.00	-0.006	63132.545	-102976.386
STORY2	POIDS	Top	12187.01	0.00	0.00	-0.006	72170.601	-117192.095
STORY2	POIDS	Bottom	12878.94	0.00	0.00	-0.006	75884.196	-123834.635
STORY1	POIDS	Top	14359.74	0.00	0.00	-0.006	84922.251	-138050.344
STORY1	POIDS	Bottom	15199.34	0.00	0.00	-0.006	89402.299	-146110.505

Alors le poids total de la structure : $W_t = 15199.34 \text{ kN}$

•Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,23
Facteur de qualité Q	1,25
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	15199.34

Tableau IV.3 : récapitulatif des paramètres

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.25 \times 15199.34}{3.5} = 1001.52 \text{ KN}$$

—————→ $V_{RPA} = 1001.52 \text{ KN}$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

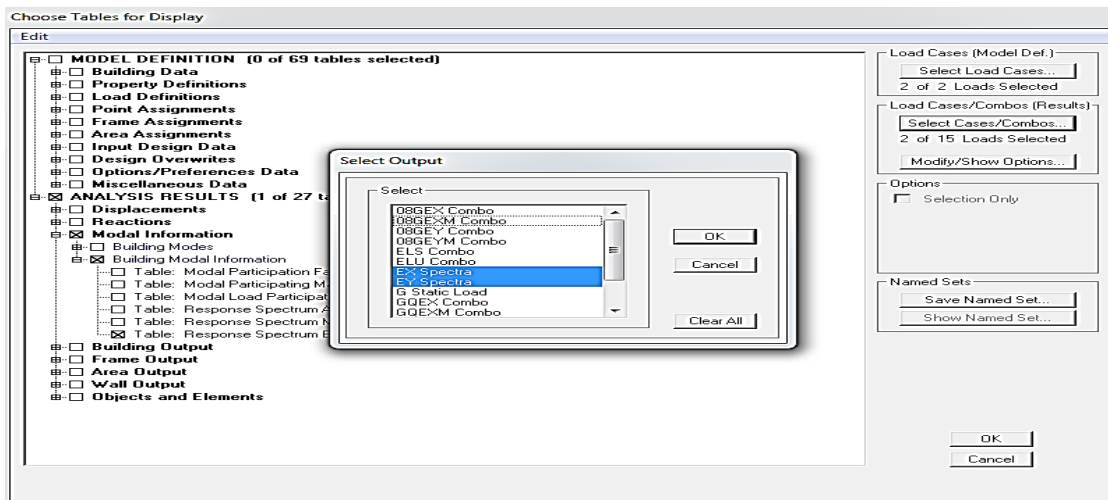
Display → show tables

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS — ~~modal~~ Information **building modal information**

Puis on définit les combinaisons **E_x spectra** et **E_y spectra** en cliquant sur :

Select cases/combo



Les résultats s’afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	807.53	-0.30	0.00	5.688	14593.032	-4786.2
EX	2	U1	0.00	0.37	0.00	-6.869	0.003	3.556
EX	3	U1	10.39	-0.08	0.00	1.343	186.102	-54.01
EX	4	U1	198.77	0.02	0.00	-0.120	169.891	-1171.1
EX	5	U1	0.00	0.00	0.00	-0.003	0.000	0.005
EX	6	U1	0.66	-0.01	0.00	0.027	0.946	-5.63
EX	7	U1	85.67	0.00	0.00	0.007	336.002	-498.5
EX	8	U1	0.00	0.00	0.00	-0.002	0.000	0.004
EX	9	U1	7.02	0.00	0.00	-0.012	3.959	-44.22
EX	10	U1	1.57	-0.01	0.00	0.023	2.873	-7.83
EX	11	U1	52.15	0.00	0.00	-0.013	128.731	-304.2
EX	12	U1	0.00	0.00	0.00	0.003	0.000	-0.01
EX	All	All	844.70	0.11	0.00	1.870	14656.755	4997.9
EY	1	U2	-0.30	0.00	0.00	-0.002	-5.438	1.784
EY	2	U2	0.37	782.65	0.00	-14499.407	6.734	7512.8
EY	3	U2	-0.08	0.00	0.00	-0.011	-1.472	0.427
EY	4	U2	0.02	0.00	0.00	0.000	0.013	-0.09
EY	5	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

Puis on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 844.7 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = \text{Max } F_2 = 838.94 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

- ✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{\text{xdyn}} = 844.7 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1001.52 \text{ KN} = 801.1216 \text{ KN}.$$

—————→ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Sens transversal :**

$$V_{\text{ydn}} = 838.94 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1001.52 \text{ KN} = 801.1216 \text{ KN}.$$

—————→ **Condition vérifiée.**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

—————→ **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

4) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \text{ (Art 5.9 RPA99V2003).}$$

- **P_K**: Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V_K** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- **h_K** : hauteur de l'étage «K».

			Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
Niveau	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_k (m)	V_x (KN)	θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ
5 ^{ème}	2734.89	3,06	0.0074	272.57	0.02426	0.0095	294.07	0.02880
4 ^{ème}	4701.59	3,06	0.0084	421.81	0.03059	0.0108	438.98	0.03780
3 ^{ème}	6703.2	3,06	0.0101	546.12	0.04051	0.0112	554.62	0.04423
2 ^{ème}	8704.7	3,06	0.0116	648.87	0.05085	0.0112	649.03	0.04908
1 ^{er}	10706.21	3,06	0,0119	735.69	0.05659	0.0108	730.20	0.05174
RDC	12878.94	4.08	0.015	806.28	0.05872	0.0119	798.34	0.04705
S-SOL	15199.34	4.60	0.0077	844.70	0.03011	0.0056	838.94	0.02205

Tableau IV.4 : Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ)

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

—————> **Condition vérifiée.**

5) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Détermination de la participation de la masse modale

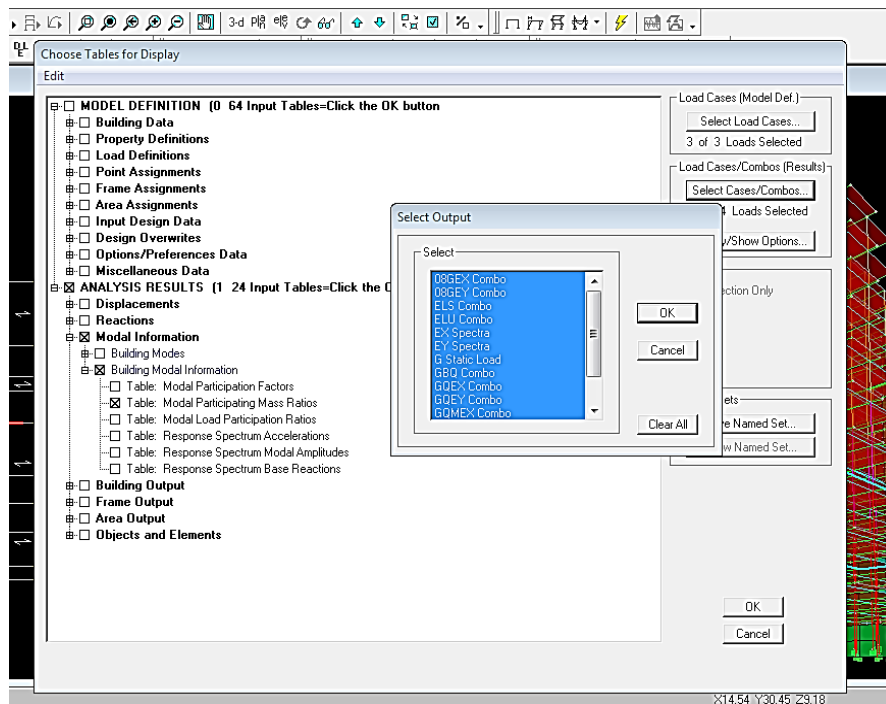
On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

Display —————> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **modal information** —————> **Building Modal Information**

—————> **Modal Participating Mass Ratios**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :**Select cases/combo**s

Les résultats s’afficheront comme suit :

Mode	periode	UX	UZ	RZ	sumUX	sumUY
1	0.95055	78.7516	0	0.8602	78.7516	0
2	0.924017	0	75.191	0	78.7517	75.191
3	0.729917	0.8541	0.0001	75.4845	79.6058	75.1911
4	0.255545	11.2987	0	0.0548	90.9044	75.1911
5	0.212135	0	14.8654	0	90.9044	90.0565
6	0.174877	0.0373	0	13.9996	90.9418	90.0565
7	0.110119	4.1742	0	0.0007	95.1159	90.0565
8	0.079843	0	5.0235	0	95.1159	95.0801
9	0.068874	0.2992	0	0.3311	95.4152	95.0801
10	0.067636	0.067	0	4.4369	95.4822	95.0801
11	0.05692	2.1814	0	0.0068	97.6636	95.0801
12	0.040474	0	2.6596	0	97.6636	97.7396

Figure IV-5 : Pourcentage de participation de la masse nodale

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans plusieurs modes (modélisation),

Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux-poutre) et les voiles, Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

V-1) Ferrailage des poteaux :**V-1-1) Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{ll} 1,35G+1,5Q & \text{à L'ELU} \\ G+Q & \text{à L'ELS} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{BAEL 91/A.3.3,2} \\ \text{BAEL 91/A.3.3,3} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G+E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003 Art.5.2}$$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Diagrammes des efforts normaux :

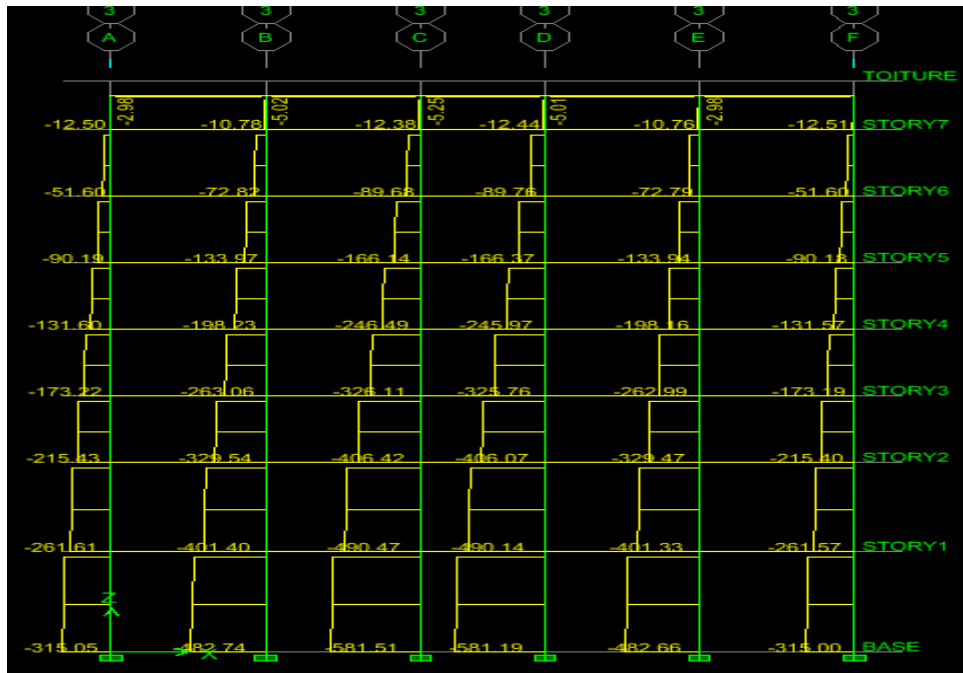


Figure V.1.1 : diagramme des efforts normaux.

Diagrammes des efforts tranchants:

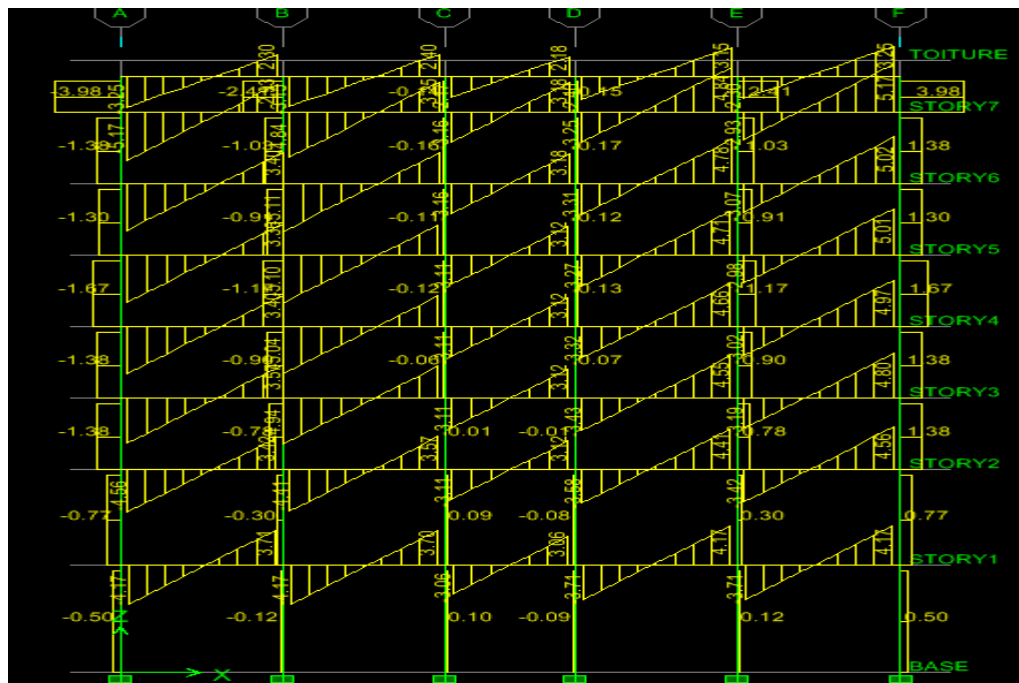


Figure V.1.2 : diagrammes des efforts tranchants.

Diagrammes des moments :

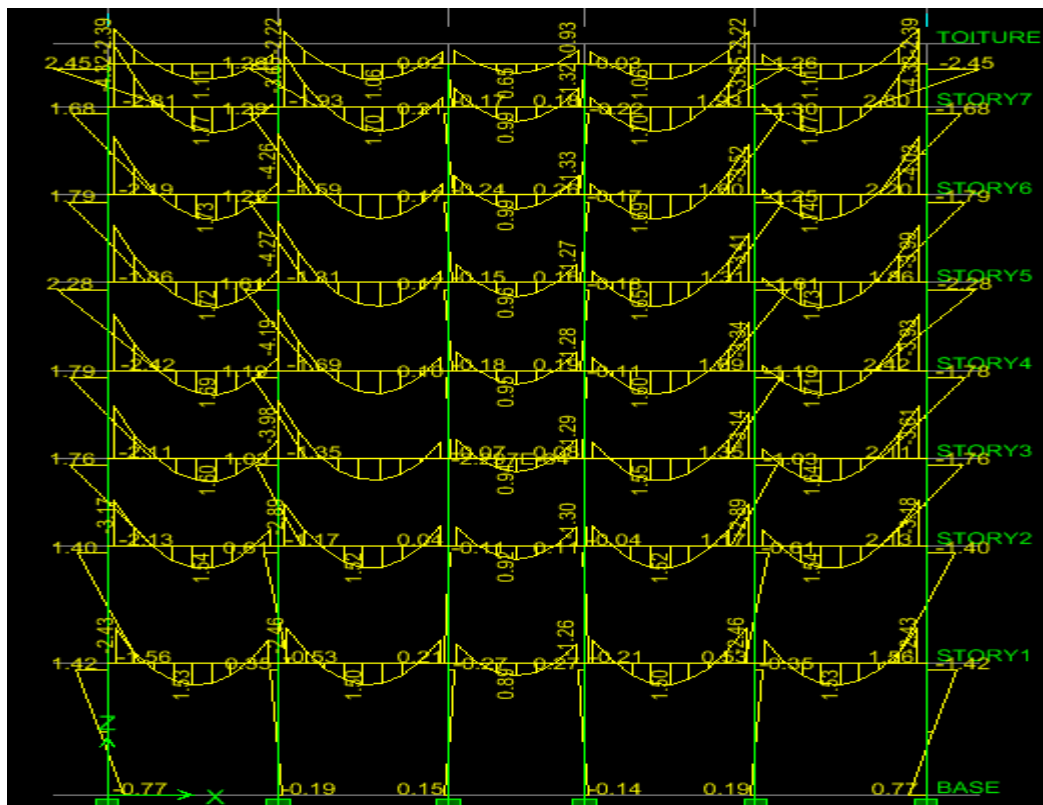


Figure V.1.3 : diagramme des moments

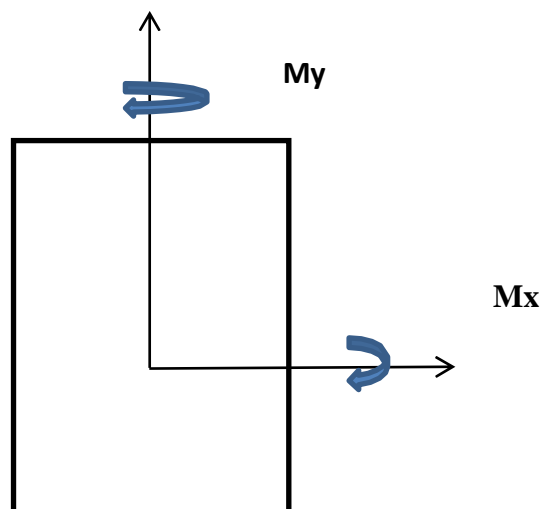


Figure V.1.4 : les moments dans les poteaux

M_x : le moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : le moment du poteau dans le sens transversal

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	Fe(400)	σ_s
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

V-1-2) Recommandations et exigences du RPA :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

*** Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8% $b_x h$ en zone IIa.**

Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x 35) : $A_{min}=0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min}=0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

***Le pourcentage maximal dans la zone courante est de 4% $b_x h$ en zone IIa.**

Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x 35) : $A_{min}=0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min}=0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

***Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de 6% $x b \times h$ en zone IIa.**

Poteaux (40x40) : $A_{min}=0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x 35) : $A_{min}=0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x30) : $A_{min}=0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

* Le diamètre minimum est de 12 mm.

* La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone IIa.

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

* Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodale

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu: Effort tranchant de calcul.

h1: Hauteur totale de la section brute.

fe: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

pa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : Élançement géométrique de poteau : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$ où $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ (RPA Art 7.4.2.2)

Avec : a et b représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

Lf: Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$ BAEL Art (B.8.3, 3 du BAEL 91/99)

L0: Longueur libre du poteau.

St: Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*Dans la zone nodale $St \leq \min(10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$ en zone IIa.

*Dans la zone courante $St \leq (15 \phi_1)$ en zone IIa.

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

V-1-3) Calcul des Armatures :

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

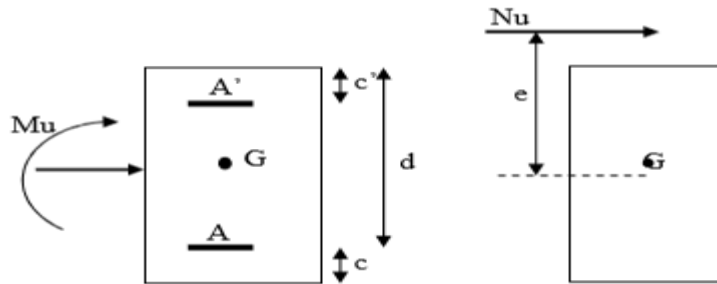


Figure V.1.5 : Schéma explicatif du moment fictif

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C: Le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} \geq (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C: Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} < (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) x b x h^2 x f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u x g = N_u (\frac{h}{2} - c' + e)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow N_u: \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow N_u: \text{Effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ La section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

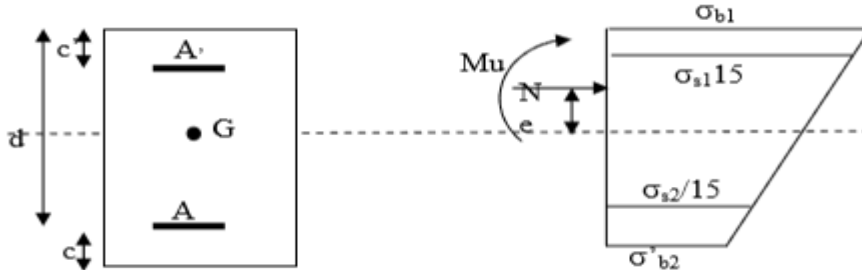
$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

C: Le centre de pression se trouve entre les armatures

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N(d - c) - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas :

$N_u(d - c) - M_f \geq (0.5h - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} \Rightarrow$ la section a besoin d'armateurs inférieurs

$$Asc_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$Asc_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - Asc_1$$

2ème cas :

$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$

$$Asc_1 = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; Asc_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C: Le centre de pression se trouve entre les armatures

N: Effort de traction.

$$Ast_1 = \frac{N_u \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} ; Ast_2 = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} - Ast_1$$

Avec : $a = 0.5h - c - e_u$

V-1-4) Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

❖ Sens longitudinal :

Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	My (KN m)	Combinaisons
toiture 5+4	30x30	$N_{max} - M_{corr}$	-286.68	1.793	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	9.71	10.639	0.8GEX
		$N_{corr} - M_{max}$	-83.06	41.873	GQEY
1 2 3	35x35	$N_{max} - M_{corr}$	-837.92	-0.465	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	-53.51	33.665	0.8GEY
		$N_{corr} - M_{max}$	-194.94	49.428	GQEY
S-SOL RDC	40x40	$N_{max} - M_{corr}$	-990.12	0.343	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	-111.71	7.574	0.8GEY
		$N_{corr} - M_{max}$	-447.39	27.598	GQEY

Tableau V.1.2: Les efforts internes max dans les poteaux.

❖ Sens transversal :

Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	Mz (KN m)	Combinaisons
toiture 5+4	30x30	$N_{max} - M_{corr}$	-286.68	0.454	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	9.71	2.807	0.8GEX
		$N_{corr} - M_{max}$	-92.76	15.676	GQEX
1 2 3	35x35	$N_{max} - M_{corr}$	-837.92	0.208	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	-53.51	1.832	0.8GEY
		$N_{corr} - M_{max}$	-336.92	28.76	GQEX
S-SOL RDC	40x40	$N_{max} - M_{corr}$	-990.12	0.171	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	-111.71	1.228	0.8GEY
		$N_{corr} - M_{max}$	-462.3	27.724	GQEX

Tableau V.1.3 : Les efforts internes max dans les poteaux.

V-1-5) Ferrailage des poteaux :

Remarque :

Le ferrailage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de SOCOTEC.

a - Exemple d'application manuelle :

Situation courante $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ $N_u = -990.12 \text{ KN}$; $M_u = 0.343 \text{ KN m}$

Poteaux 40x40 :(Sens longitudinal)

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.343}{990.12} = 0.00034 = 0.034 \text{ cm} \quad ; \quad \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0.4}{2} - 0.03\right) = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad \Rightarrow \text{ans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :}$$

$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec : $M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e \right) = 990.12 \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 + 0.00034 \right) = 168.66$

KNm.

$N(d - c) - M_f = 168.66 < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} = 251.056 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{168.66 \cdot 10^3}{40 \cdot 37^2 \cdot 14.2} = 0.216 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.877$

D'où la Section est partiellement comprimée (S.P.C)

$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{168.66 \cdot 10^3}{0.877 \cdot 37 \cdot 348} = 14.9 \text{ cm}^2$

$A_{\text{réel}} = A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ (Nu: Effort de compression).

$A_{st} = 0.00149 \frac{990.12}{348 \cdot 10^3} = -0.00135 \text{ m}^2 = -13.5 \text{ cm}^2$

A_{st} est negative $\Rightarrow A_{st} \geq \max \left(\frac{b \cdot x \cdot h}{1000} ; 0.23 b h \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$

Niv	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN m)	Nat	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	Ferrailage	S _{adopté} (cm ²)	
TOITURE 4+5	30X30	N _{max} - M _{corr}	-286.68	1.793	SPC	7.2	2.76	4HA12	9.04	
		N _{min} - M _{corr}	9.71	10.63	9			SPC		+
		N _{corr} - M _{max}	-83.06	41.87	3			SPC		4HA12
1 2 3	35X35	N _{max} - M _{corr}	-837.92	0.465	SPC	9.8	11.36	4HA14	12.32	
		N _{min} - M _{corr}	-53.51	33.66	5			SPC		+
		N _{corr} - M _{max}	-194.94	49.42	8			SPC		4HA14
Sous SOL RDC	40X40	N _{max} - M _{corr}	-990.12	0.343	SPC	12.8	13.5	4HA16	14.56	
		N _{min} - M _{corr}	-111.71	7.574	SPC			+		
		N _{corr} - M _{max}	-447.39	27.59	8			SPC		4HA14

Tableau V.1.4 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

V-1-6) Vérification à L'ELU :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans Crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ zone II_a
 - * Poteaux (40x 40) : $L_r = 40 \times 1,6 = 64$ cm
 - * Poteaux (35x 35) : $L_r = 40 \times 1,4 = 56$ cm
 - * Poteaux (30 x 30) : $L_r = 40 \times 1,2 = 48$ cm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm

b) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99).

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.333\text{mm} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = 6\text{mm}$$

ϕ_1^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale : $St \leq \min (10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$

$$St \leq \min (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = \min (12 ; 15\text{cm}) \quad \text{Soit} \quad St = 10 \text{ cm.}$$

Dans la zone courante : $St \leq (15\phi_1)$

$$St \leq (15\phi_1) = St \leq (15 \times 1.2) = 18 \quad \text{Soit} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

	Section des poteaux	Tu (KN)	b (cm)	h1 (cm)	Lf=0.7xh (cm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	hg=lf /b	ρ	Amin zone nodale (cm ²)	Amin zone courante (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Zonne I	toiture 4+5	17.73	30	30	214.2	10	15	7.14	2.5	0.9	1.35	2.01
Zonne II	1 2 3	28.11	35	35	214,2	10	15	6.12	2.5	1.05	1.575	2.01
Zonne III	Sous SOL RDC	11.26	40	40	322	10	15	8.05	2.5	1.2	1.8	2.01

Tableau V.1.5 : Détermination des armatures transversales.

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de HA8 de sections transversales :

Poteaux (40 x 40) ;(35x35) ; (30x 30) : 1 cadres et 1 losange.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $\phi = 8$ cm.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

c) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).

- Pour le Ø16 → $L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$
- Pour le Ø14 → $L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$
- Pour le Ø12 → $L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

❖ Délimitation de la zone nodale :

Poteaux	$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$		$l'=2h$
40x40	$h' = \max (76.66 ; 40 ; 40 ; 60)$	$h' = 76.66\text{cm}$	$l'=70$
35x35	$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60)$	$h' = 60\text{cm}$	$l'=70$
30x30	$h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60)$	$h' = 60\text{cm}$	$l'=70$

Tableau V.1.6 : Délimitation des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nu des poutres.

h : Hauteur de la poutre.

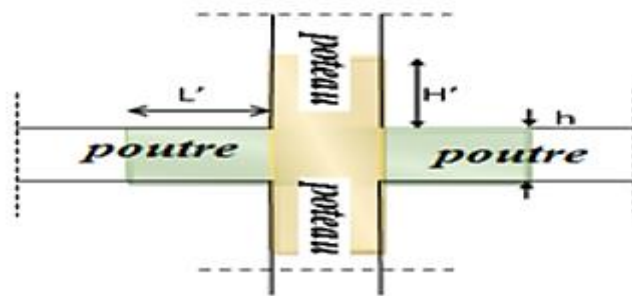


Figure V.1.6: Délimitation de la zone nodale.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

d) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Section des poteaux	Tu (KN)	b (cm)	d (cm)	λg	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Toiture 4+5	17.73	30	27	7.14	0.075	0.218	1.875	CV
1 2 3	28.11	35	32	6.12	0.075	0.250	1.875	CV
SOUS SOL RDC	11.26	40	37	8.05	0.075	0.076	1.875	CV

Tableau V.1.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

e) Encrenage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{Mpa}$

- Pour le Ø16 → $L_s = 56.34 \text{ cm}$
- Pour le Ø14 → $L_s = 49.30 \text{ cm}$
- Pour le Ø12 → $L_s = 42.25 \text{ cm}$

Pour l'encrenage 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 Ø16 = 22.57 cm
- Pour les Ø14 = 19.57 cm
- Pour les Ø12 = 16.93 cm

V-1-7) Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s \text{ ad}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \times b \times$$

niveau	Pote	Effort Normal (KN)		Moment (KN m)		Es	Amin((cm ²))	Aad (cm ²)	Obs e
		N _{max}	N _{min}	M _y ^{cor}	M _z ^{cor}				
toiture 4+5	30x30	N _{max}	-207.76	M _y ^{cor}	1.309	-0.0063	2.245	9.04	CV
				M _z ^{cor}	0.321	-0.0015	2.363		
		N _{min}	-9.47	M _y ^{cor}	-10.801	1.14	0.912		
				M _z ^{cor}	-1.361	0.143	0.211		
		N _{cor}	-91.55	M _y ^{max}	15.383	-0.168	1.305		
N _{cor}	-11.97	M _z ^{max}	3.816	-0.318	1.175				
1 2 3	35X35	N _{max}	-607.66	M _y ^{cor}	-0.325	0.00053	3.344	12.32	CV
				M _z ^{cor}	0.16	-0.00026	3.317		
		N _{min}	-149.29	M _y ^{cor}	-8.513	0.057	5.25		
				M _z ^{cor}	2.602	-0.017	2.831		
		N _{cor}	-245.24	M _y ^{max}	15.404	-0.0628	2.276		
N _{cor}	-167.63	M _z ^{max}	2.971	-0.0177	2.818				
S-SOL RDC	40x40	N _{max}	-718.23	M _y ^{cor}	-0.256	0.00035	4.408	14.56	CV
				M _z ^{cor}	0.129	-0.00017	4.388		
		N _{min}	-356.13	M _y ^{cor}	-3.56	0.0099	4.836		
				M _z ^{cor}	1.498	-0.0042	4.244		
		N _{cor}	-614.16	M _y ^{max}	4.682	-0.0076	4.134		
N _{cor}	-379.64	M _z ^{max}	1.544	-0.004	4.251				

Tableau V.1.8 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l’ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l’acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l’acier : $\sigma_s=384\text{MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b=15\text{MPa}$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

c) Vérification d’une section entièrement comprimée :

On calcul l’air de la section homogène totale : $S = b \times h + 15 (A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = \frac{15A'_s(0.5h-d) - A_s(d-0.5h)}{bh + 15(A'_s + A_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h x X_G^2 + [A'_s(0.5-d-X_G)^2 - A_s(0.5-d-X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton :

$$* \sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$* \sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

❖ **Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

d) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + Lc$$

Avec :

Y₁: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

Y₂: La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

Lc: La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Y₂ est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $Y_2^3 + (P x Y_2) + q$

$$\left\{ \begin{array}{l} Lc = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3 Lc^3 - \frac{90 A'_s}{b} (Lc - C') + \frac{90 A_s}{b} (d - Lc) \\ q = -2 Lc^3 - \frac{90 A'_s}{b} (Lc - C') + \frac{90 A_s}{b} (d - Lc) \end{array} \right.$$

On calcul l'inertie de la section :

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + 15[A_s (d - Y_1)^2 + A'_s(Y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bs} = \frac{Y_2 N_s}{I} Y_1$

σ_{ss} : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{bc} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

Section (cm ²)	N [kN]	M [kN.m]	Nature	σ_b^{sup} [Mpa]	σ_b^{inf} [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s^{sup} [Mpa]	σ_s^{inf} [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	obs
(30x30)	N _{max} -207.76	M _{cor} 1.309	Sec	4.5	4.47	15	32.8	27.4	348	Cv
	N _{min} -9.47	M _{cor} -10.801	Sec	1.35	0.92		88.8	27.8		Cv
	N _{cor} -91.55	M _{max} 15.383	Sec	4.65	3.37		56.3	51.4		Cv
(35x35)	N _{max} -607.66	M _{cor} -0.325	Sec	3.77	3.07	15	68.4	63.3	348	Cv
	N _{min} -149.29	M _{cor} -8.73	Sec	1.82	1.34		28.9	3.89		Cv
	N _{cor} -245.24	M _{max} 15.404	Sec	3.01	0.3		46.6	5.8		Cv
(40x40)	N _{max} -718.23	M _{cor} -0.256	Sec	2.82	1.62	15	50.4	46.5	348	Cv
	N _{min} -356.13	M _{cor} -3.56	Sec	0.19	0.15		27.4	20.7		Cv
	N _{cor} -614.16	M _{max} 4.682	Sec	2.29	2.25		43.1	39.6		Cv

Tableau V.1.9 : Vérification l'état limite de compression de béton

❖ Conclusions :

Après tous les calculs faites et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_{smin} correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone II_a

niveau	les sections	Le ferraillage adopté(cm ²)
Toiture 4+5	30x30	4HA12+4HA12=9.04
1+2+3	35x35	4HA14+4HA14=12.32
Sous-sol+RDC	40x40	4HA16+4HA14=14.56

Tableau V.1.10: Ferraillage finale des poteaux

Les armatures transversales :

$$4HA8=2.01 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferraillage :

-pour les poteaux :

$$* (40x40) \text{ RDC} + \text{S-Sol} : 4HA16+4HA14=14.56$$

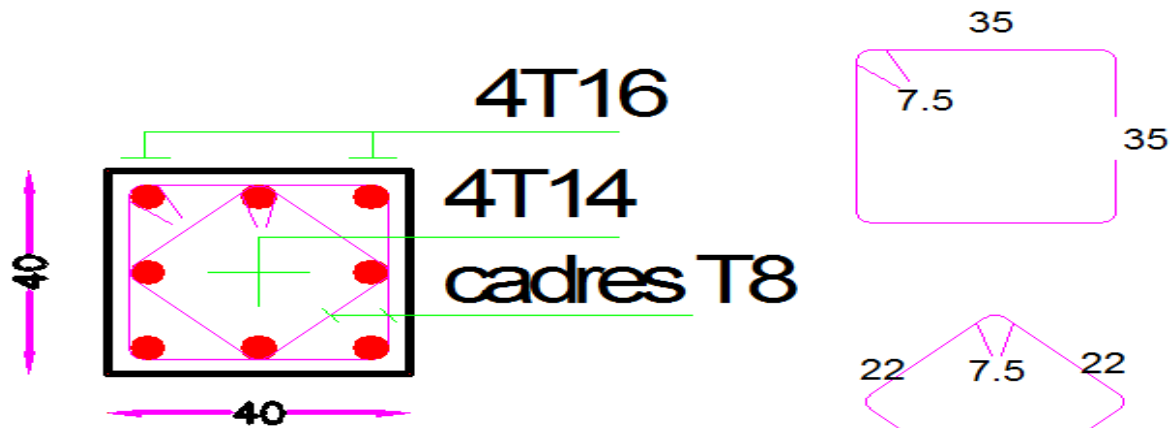


Figure V.1.7 : Schéma de ferrailage du poteau RDC + S-Sol.

*(35x35)^{1^{er}}, 2^{eme}, 3^{eme} étages : 4HA14+4HA14=12.32

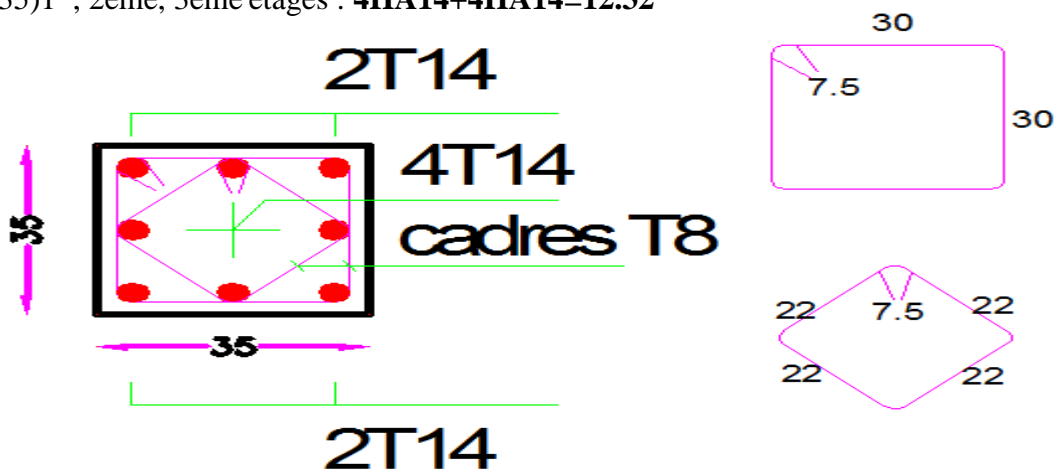


Figure V.1.8 : Schéma de ferrailage du poteau^{1^{er}}, 2^{eme}, 3^{eme} étages.

*(30x30)^{4^{eme}}, 5^{eme}, toiture : 4HA12+4HA12=9.04

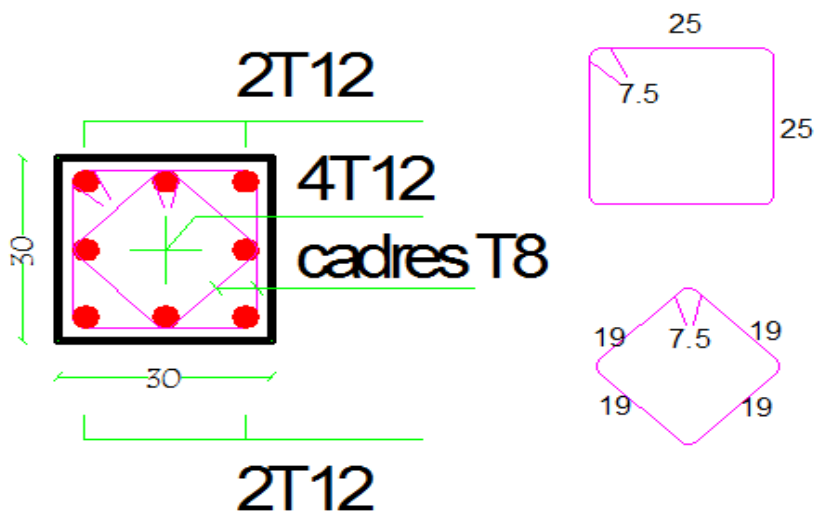


Figure V.1.9 : Schéma de ferrailage du poteau^{4^{eme}}, 5^{eme}, toiture.

V-2 - Ferrailage des poutres :

V-2-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles ($G+Q+E$ et $0.8G+E$) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELU et à l'ELS.

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

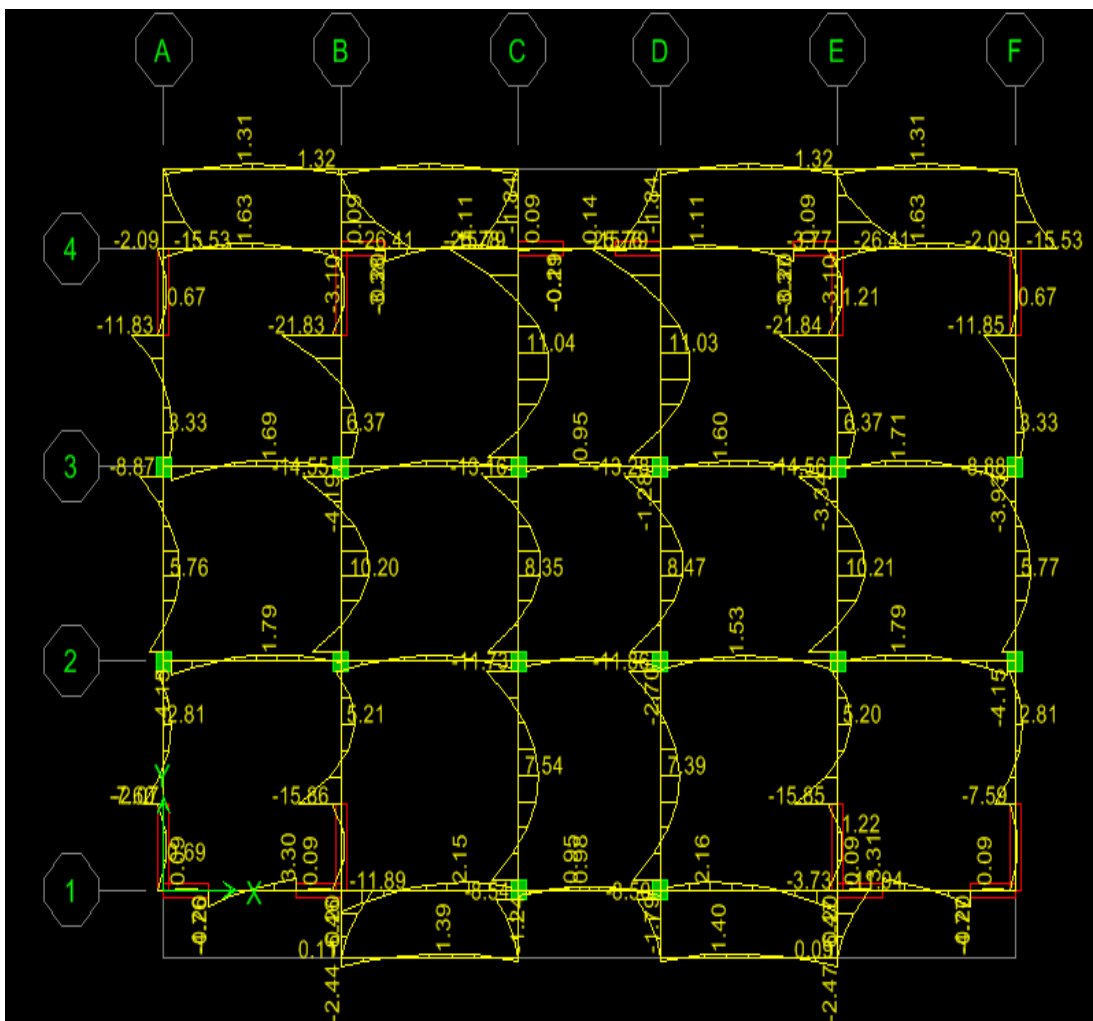


Figure V.2.1 : diagrammes des moments.

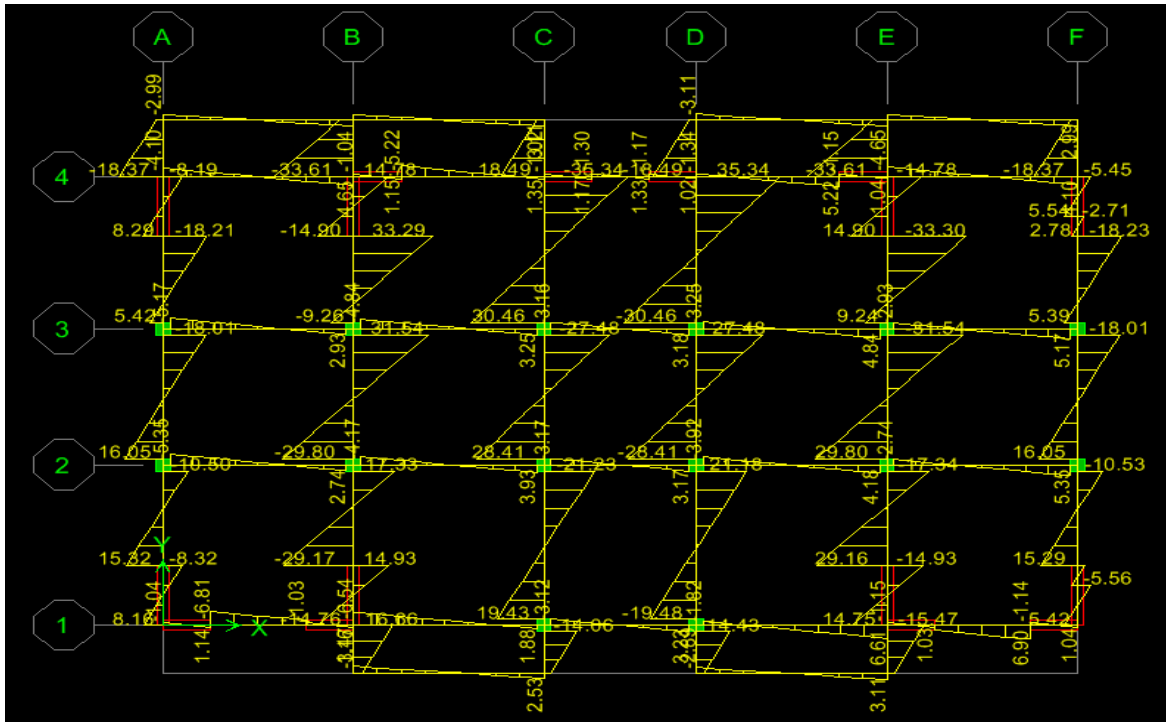


Figure V.2.2: diagrammes des efforts tranchants.

V.2.2 : Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1):

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$.

Poutres de chainages : $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.

Poutres de fermes : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$.

Poutres de chainages : $A_{\min} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24\text{cm}^2$.

Poutres de fermes : $A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35\text{cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35\text{cm}^2$.

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres de chainages : $A_{\min} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

Poutres de fermes : $A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5\text{cm}^2$.

Poutres palières : $A_{\min} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5\text{cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (Zone II).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

-La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c)Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

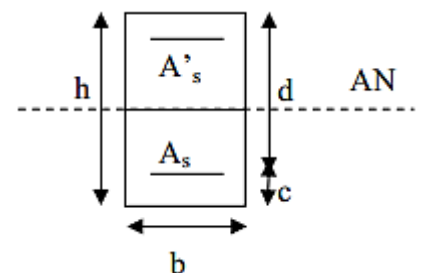
V.2.3 : Ferraillage des poutres a l'ELU :

a)Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

A_s : La section d'armatures tendues

A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

b) Calcul du moment réduit «μ» :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

Mu : le moment de flexion supporté par la section

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

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA).**

- La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

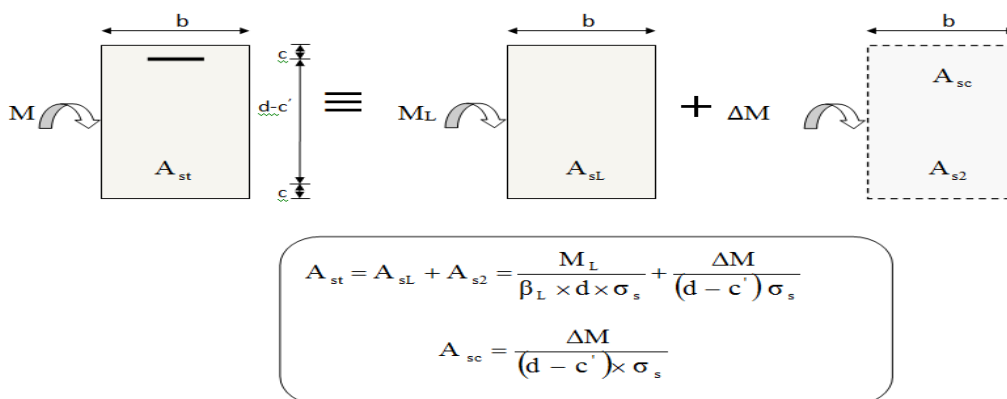


Figure V.2.3 : Disposition des armatures SDA

c) Calcul des armatures longitudinales et les appuis :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

Poutres principales:

Tableau V.2.1 : Ferrailage des poutres principales (25X35) loin des voiles.

	M (kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	41.573	0.114	S.S.A	3.975	4.375	5,03	3HA12(fil)+1HA12(chap)
Appuis	-76.15	0.209	S.S.A	7.761	4.375	8	3HA14+3HA12(CHAP)

Tableau V.2.2 : Ferrailage des poutres principales (25X35) adhérentes aux voiles

	M (kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	41.636	0.114	S.S.A	3.975	4.375	5,03	3HA12(fil)+1HA12(chap)
Appuis	-76.15	0.209	S.S.A	7.761	4.375	8	3HA14(fil)+3HA12(CHAP)

Poutres secondaires:

Tableau V.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) loin des voiles.

	M (kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	-94.878	0.260	S.S.A	9.861	4.375	10.78	3HA14(fil)+4HA14(CHAP)
Travée	94.261	0.259	S.S.A	9.796	4.375	10.78	3HA14(fil)+4HA14(CHAP)

Tableau V.2.4 : Ferrailage des poutres secondaires (25X 35) adhérentes aux voiles.

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	99.614	0.270	S.S.A	10.66	4.375	10.78	3HA14(fil)+4HA14(CHAP)
APPUIIS	-100.09	0.275	S.S.A	10.76	4.375	10.78	3HA14+4HA14(CHAP)

Poutres de chaînage :

Tableau V.2.5 : Ferrailage des poutres de chaînage (20X 30)

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	5.422	0.026	SSA	0.584	3	3.39	3HA12(fil)
APPUIS	-17.268	0.083	SSA	1.922	3	3.39	3HA12(fil)

Poutre de ferme :

Tableau V.2.6 : Ferrailage des poutres ferme (25X 35)

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	33.146	0.091	SSA	3.12	4.375	5.75	3HA14(fil)+1HA12 (chap)
APPUIS	-34.683	0.095	SSA	3.27	4.375	5.75	3HA14(fil)+1HA12 (chap)

Poutre palière :

Tableau V.2.7: Ferrailage des poutres palières (25X 35)

	M(kN.m)	μ	Nature	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	0.876	0.077	SSA	0.082	4.375	5.75	3HA14(fil)+1HA12 (chap)
APPUIS	-0.676	0.059	SSA	0.062	4.375	5.75	3HA14(fil)+1HA12 (chap)

V-2-3 Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour les poutres principales, secondaires, et la poutre de ferme et la poutre palière (25 × 35) :

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2.$$

Pour les poutres de chaînage (20 × 30) : $A_{\min} = 0,652 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{adop}} > A_{\min}$ ==> La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états

Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ; prise

conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,333 \text{ MPa}$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principales (25x35) :

$$\tau_u = \frac{63,48}{25 \times 33} = 0,0769 \text{ MPa} \leq 3,333 \dots \text{CV}$$

Poutres secondaire (25x35) :

$$\tau_u = \frac{62,28}{25 \times 33} = 0,0754 \text{ MPa} \leq 3,333 \dots \text{CV}$$

Poutres de chaînage (20x30) :

$$\tau_u = \frac{4,93}{25 \times 28} = 0,0073 \text{ MPa} \leq 3,333 \dots \text{CV}$$

Poutre de ferme (25x35) :

$$\tau_u = \frac{38,94}{25 \times 33} = 0,0472 \text{ MPa} \leq 3,333 \dots \text{CV}$$

Poutre palière (25x35) :

$$\tau_u = \frac{4,73}{25 \times 33} = 0,0057 \text{ MPa} \leq 3,333 \dots \text{CV}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 67.04 \text{ KN} < \overline{T_u} = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires loin des voiles :**

$$T_u = 167.65 \text{ KN} < \overline{T_u} = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres de chaînage :**

$$T_u = 26.35 \text{ KN} < \overline{T_u} = 324 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres de fermes :**

$$T_u = 15.93 \text{ KN} < \overline{T_u} = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- **Poutres palières:**

$$T_u = 4.72 \text{ KN} < \overline{T_u} = 480 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 63.48 - \frac{41.639}{0.9 \times 0.32} = -81.09 < 0$
- Poutres secondaires : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 62.28 - \frac{99.614}{0.9 \times 0.32} = -283.60 < 0$
- Poutres de chaînage : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 4.93 - \frac{5.422}{0.9 \times 0.27} = -17.38 < 0$
- Poutres de ferme : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 38.94 - \frac{33.146}{0.9 \times 0.32} = -76.15 < 0$
- Poutres palières : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 4.73 - \frac{0.876}{0.9 \times 0.32} = -1.68 < 0$

-

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- Poutres principales: $\tau_{se} = 0.13 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée}$
- Poutres secondaires : $\tau_{se} = 0.05 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée.}$
- Poutres de chaînage : $\tau_{se} = 0.2 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée}$
- Poutres de ferme : $\tau_{se} = 0.56 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée}$
- Poutres palière : $\tau_{se} = 0.071 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition d'adhérence est vérifiée}$

a) Ancrage des aciers :

- **Condition d'équilibre :**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- **Calcul de la 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.

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42,32 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à 0.4 pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 16,92 \text{ cm.}$

b) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 1.2\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des espacements :**

- Zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right\}$$

$$St = \min(8,75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}; 30) = 8.75 \text{ cm.}$$

Pour les poutres principales : $St = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $St = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres de chaînage : $St = 7 \text{ cm}$

Pour les poutres de la ferme : $St = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres palières: $St = 8 \text{ cm}$

– Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

Pour les poutres principales	St = 15 cm
Pour les poutres secondaires	St = 15 cm
Pour les poutres de chaînage	St = 13 cm
Pour les poutres de la ferme	St = 15 cm
Pour les poutres palieres	St = 15 cm

• **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.
 b1 et h1 : dimensions du poteau.
 he : hauteur entre nus des poutres.

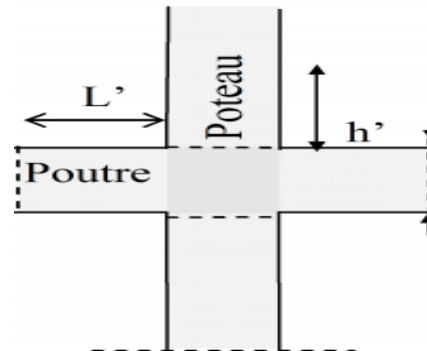


Figure V.2.4 : Zone nodale

Les poutres :

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$
 Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$
 Poutres de chaînage : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$
 Poutres de ferme : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$
 Poutres palières : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

• **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.225 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.225 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.78 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres de chaînage}$$

$$A_{\min} = 0.225 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres de la ferme}$$

$$A_{\min} = 0.225 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ poutres palières}$$

• **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V-2-4 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- **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) limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

✓ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_{bc} \equiv 0.6 f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots$ Avec $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$
 ✓ $\sigma_{st} = 348 MPa$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

- **Avec :** **A** : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

	M_{max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	14.635	5.03	0.73	0.876	25.32	86.72	3.42	Observée
Appuis	-35.027	8	0,969	0.862	21.23	153.91	7.24	Observée

Tableau V.2.8 : Vérification du ferraillage des poutres principales adhérees aux voiles.

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	15.169	5.03	0.73	0.876	25.32	87.16	6,84	Observée
Appuis	-35	8	0,969	0.862	21.23	158.6	7.47	Observée

Tableau V.2.9 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles.

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	5.664	10.78	0,73	0.876	25,32	32.54	1.28	Observée
Apuis	-8.419	10.78	0,69	0.862	21.23	48.37	2.27	Observée

Tableau V.2.10 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles.

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	2.2	10.78	1.45	0.841	16.45	6.58	0.4	Observée
appuis	-5.434	10.78	1.45	0.841	16.45	16.26	0.98	Observée

Tableau V.2.11 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles.

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	1.528	3.39	0.855	0.868	22.88	14.11	0.62	Observée
Appuis	-12.55	3.39	0.918	0.865	22.04	108.33	4.92	Observée

Tableau V.2.12 : Vérification du ferrailage des poutres de chaînage .

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Appuis	-34.68	5.75	0.729	0.876	25.32	205.5	8.11	Observée
Travée	33.146	5.75	0.729	0.876	25.32	205.5	8.11	Observée

Tableau V.2. 13: Vérification du ferrailage des poutres de la ferme.

	M _{max} (kN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Appuis	-1.841	5.75	0.729	0.876	25.32	10.58	0.41	Observée
Travée	1.003	5.75	0.729	0.876	25.32	10.58	0.41	Observée

Tableau V.2.14: Vérification du ferrailage des poutres palières.

a) **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.7.4 est f=0.000647cm

$$f=0.000647\text{cm} < \bar{f}=0,82\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

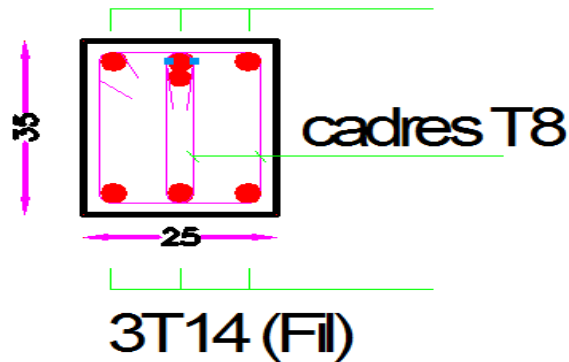
Schéma de ferraillage :

Poutres principales :

* loin des voiles (35x25) :

-En travée : 3HA12 (fil)+1HA12(chap)

3T12 (fil) + 1T12 (chap)



-aux appuis : 3HA14 (fil)+3HA12(chap)

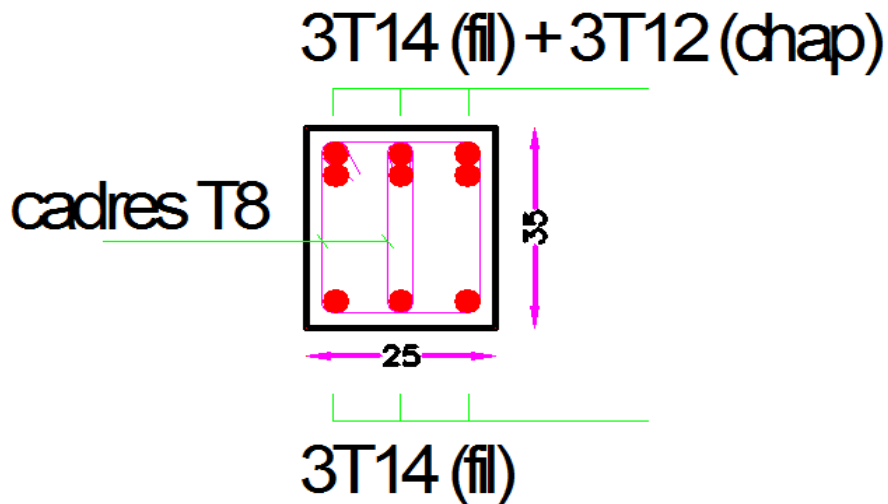
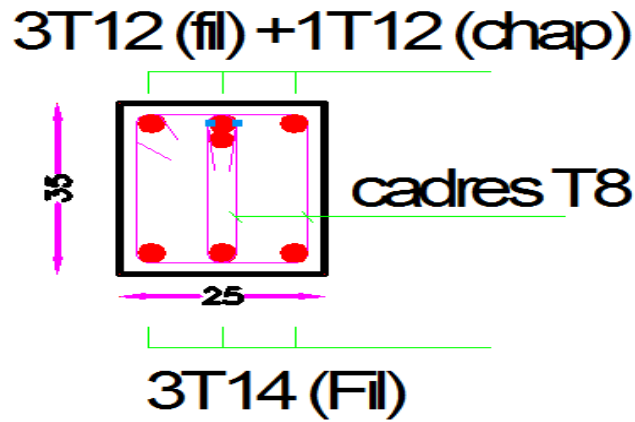


Figure V.2.5: Ferraillage des poutres principales loin des voiles

* près des voiles (35x25) :

-En travée : 3HA12 (fil)+1HA12(chap)



-aux appuis : 3HA14 (fil)+3HA12(chap)

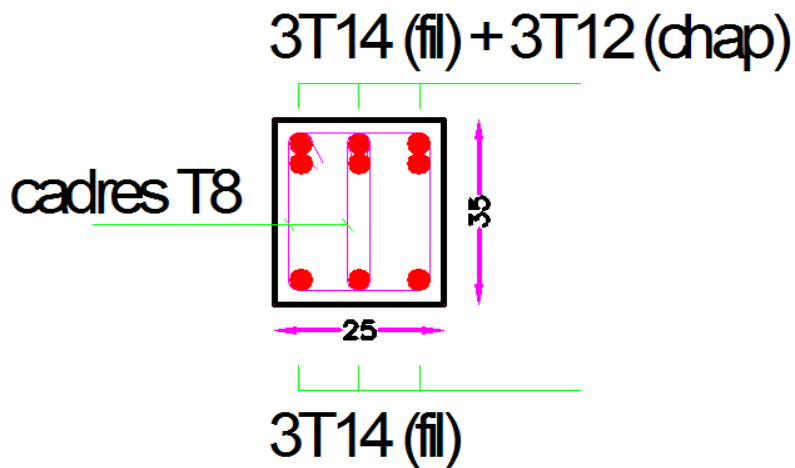
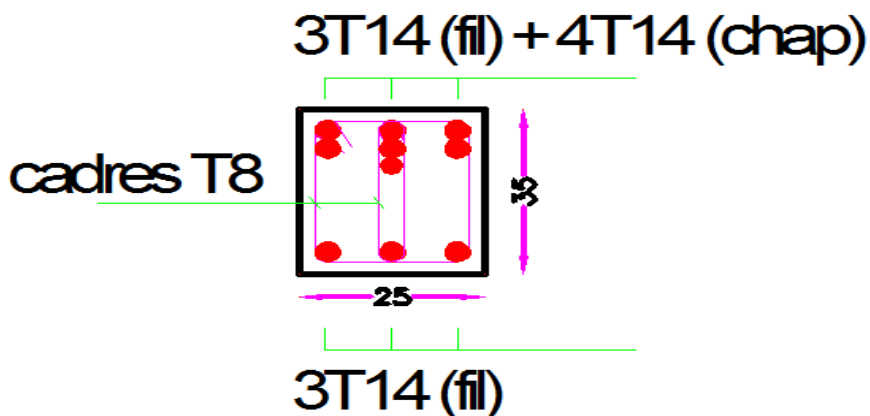


Figure V.2.6 : Ferraillage des poutres principales proche des voiles

Poutres secondaires :

* loin des voiles (35x25) :

-En travée : 3HA14 (fil)+4HA14(chap)



-aux appuis : 3HA14 (fil)+4HA14(chap)

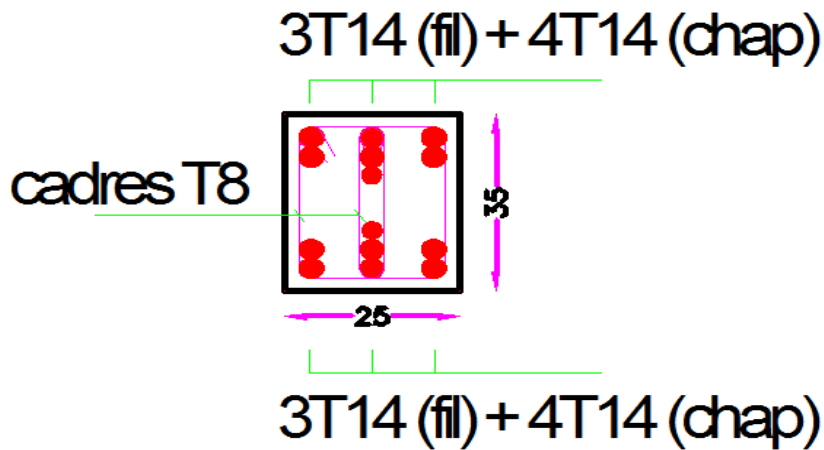
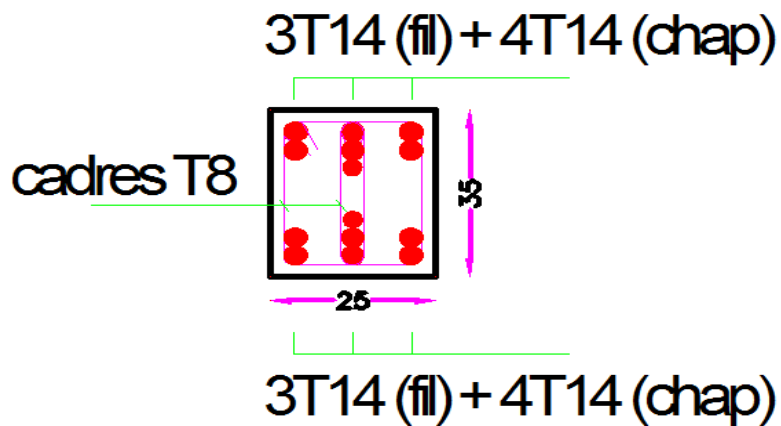


Figure V.2.7: Ferraillage des poutres secondaire loin des voiles

* près des voiles (35x25) :

-En travée : 3HA14 (fil)+4HA14(chap)



-aux appuis : 3HA14 (fil)+4HA14(chap)

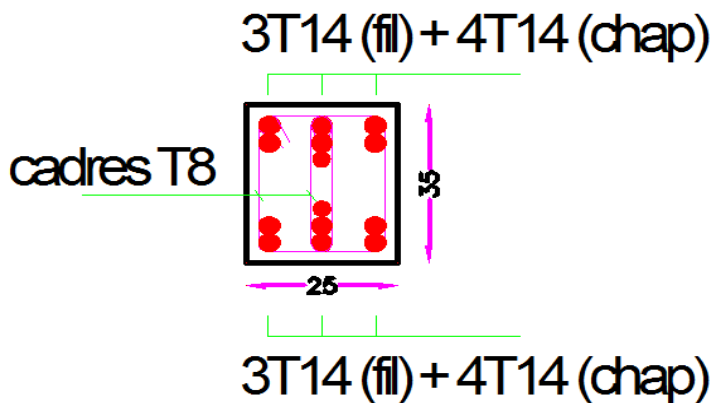
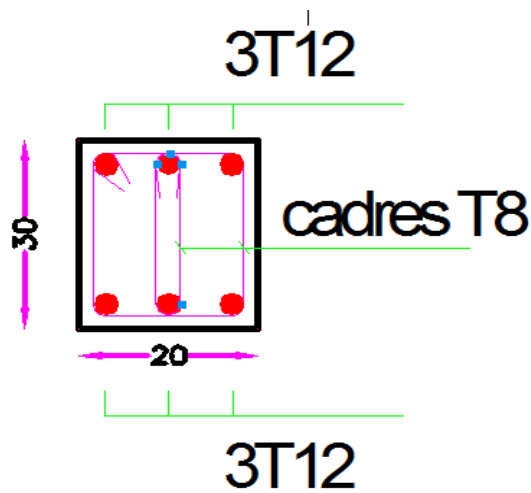


Figure V.2.8: Ferraillage des poutres secondaire proche de voile

Poutres de chaînage (20x30) :

*En travée : 3HA12 (fil)



*aux appuis : 3HA12 (fil)

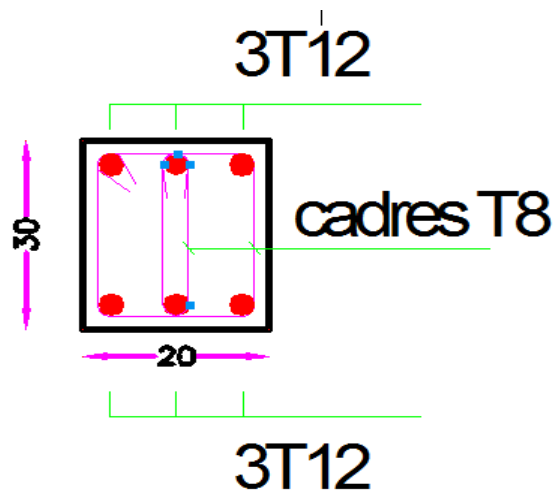
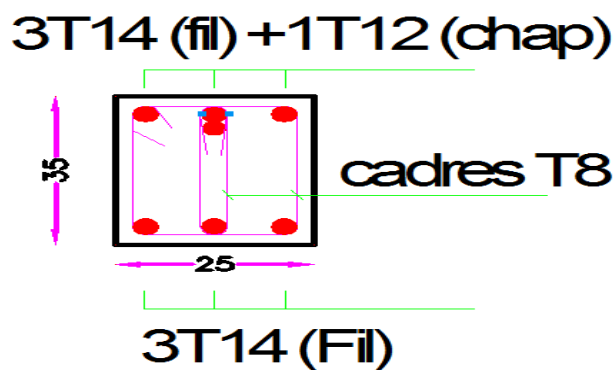


Figure V.2.9 : Ferrailage de poutre de chaînage

Poutre ferme (25x35):

*En travée : 3HA14 (fil)+1HA12(chap)



*aux appuis: 3HA14 (fil)+1HA12(chap)

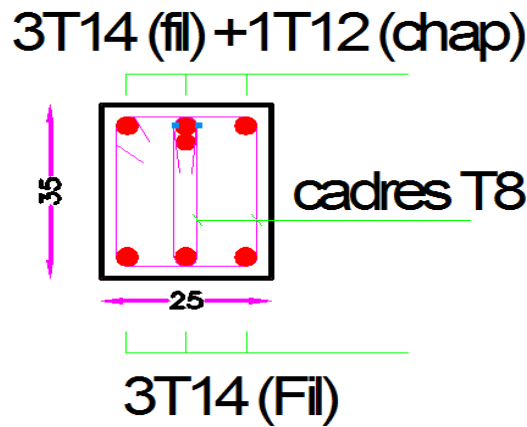
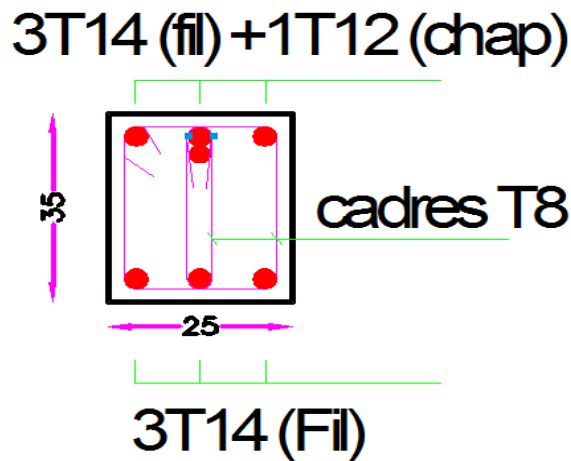


Figure V.2.10 : Ferraillage de poutre de ferme (charpente)

Poutre palière:

*En travée : 3HA14 (fil)+1HA12(chap)



*aux appuis: 3HA14 (fil)+1HA12(chap)

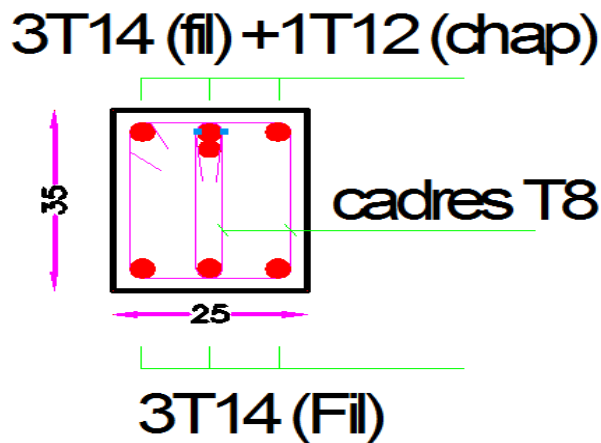


Figure V.2.11 : Ferraillage de poutre de palière.

V.3 Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

V.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre

Sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\
 G+Q \dots\dots\dots L'ELS
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array}} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0,8 G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} G + Q \\ 0,8 G \end{array}} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

V.3.2 Ferraillage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

- Zone I** : RDC+sous-sol
- Zone II** : 1er ; 2eme ; 3eme étage.
- Zone III** : 4eme ; 5eme étage.

V.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

a-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B= L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

b-Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

c-Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

d-Armatures horizontales : **(Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

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.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - La section de ces armatures est :
- | | | | |
|---------------------|--------------------------------------|---|-------------------------|
| $A_H \geq 0,15\% B$ | Globalement dans la section du voile | } | Art 7.7.4.3 RPA9 |
| $A_H \geq 0,10\% B$ | En zone courante | | |
- /Version2003.**

e-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.

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

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.

g- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : $e=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

i-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

j-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

k-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.

- 0,10% en zone courant

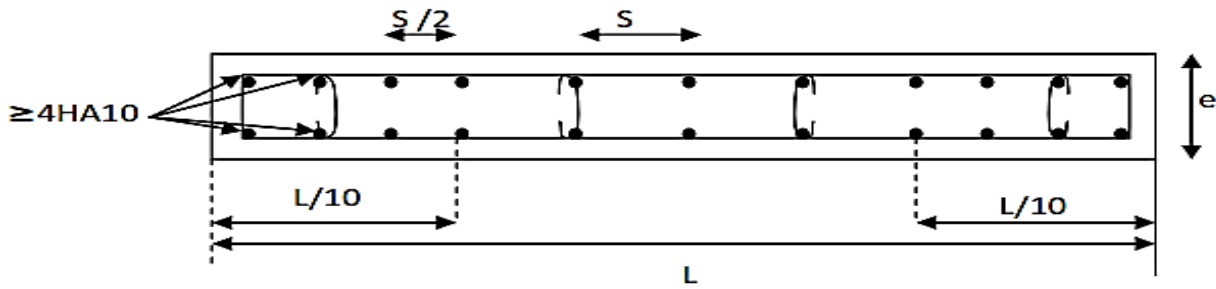


Figure V.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.5 Vérification à l'ELS

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{\text{vadjp}}}$$

Avec :

$N_{t \max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadjp} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement :

✓ D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec :

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul de voile:

1- Caractéristiques géométriques :

Zone III:

$$L = 1.00 \text{ m} \quad , \quad e = 0.25 \text{ m} \quad , \quad B = 0.25 \text{ m}^2 \quad , \quad I = 0.130 \text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 0.5 \text{ m.}$$

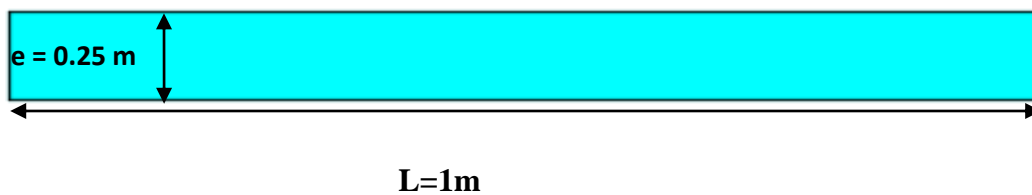


Figure V.3.2 : Coupe du voile longitudinale

2- Sollicitation de calcul :

$$N_{\max} = -115.96 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 168.971 \text{ KN.m} \quad T_{\text{corr}} = 217.619 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-115.96}{0.25} + \frac{168.971 \times 0.5}{0.130} = 186.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.\hat{V}}{I} = \frac{-115.96}{0.25} - \frac{168.971 \times 1}{0.130} = -1137.73 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{1 \times -1137.73}{-1137.73 - 186.05} = 0.86 \text{ m}$$

4- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{0.86 \times 186.05 \times 0.25}{2} = 19.93 \text{ KN}$$

5-Calcul des armatures verticales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{\sigma_s}; 0.2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 100 \times 25}{348}; 0.002 \times 100 \times 25\right)$$

$$A_{\min/ml} \geq \max(15.08, 5)/2 = 15.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{19.93}{34.8} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4xV_u}{\sigma_s} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 217.619}{34.8} = 9.63 \text{ cm}^2$$

Section partiellement comprimée donc :

$$A_v = A_s + A_{vj} = 0.57 + 9.63 = 12,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{2}; \frac{A_{min}}{2}\right) = 7.54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

	Ferraillage adoptée	Section total	Espacement
$A_{v \text{ adp}}$	6HA14	9.23	$S_t = 16\text{cm}$

Tableau V.3.1 : Ferraillage adopté pour le voile V_{x2} en zone III

6-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** :

$$A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.3 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12= 5.65 cm²/ml avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

7- 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 [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m²**.

8-Vérification à l'ELS :

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{346.39}{0,25 + 15 \times 9.23} = 2.52 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 2.52\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

c- Vérification au cisaillement :

➤ **D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 217.619}{1 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 1.35 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa}$ **condition vérifiée.**

➤ **D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{217.619}{1 \times 0,25 \times 0,9 \times 10^3} = 0.967\text{MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.967 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

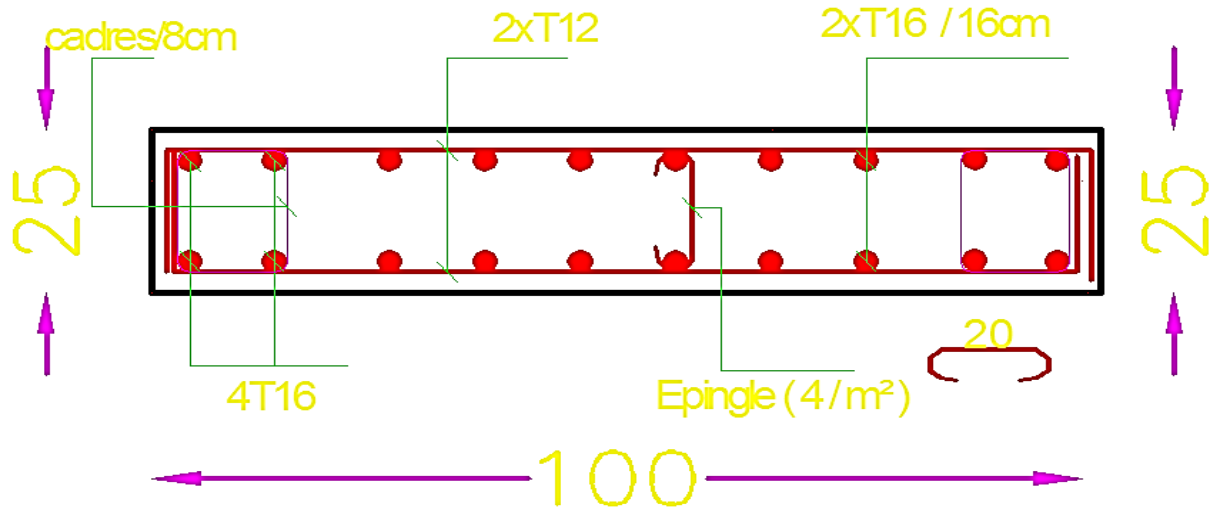


Figure V.3.3 : Ferrailage du Voile 1m zone I.

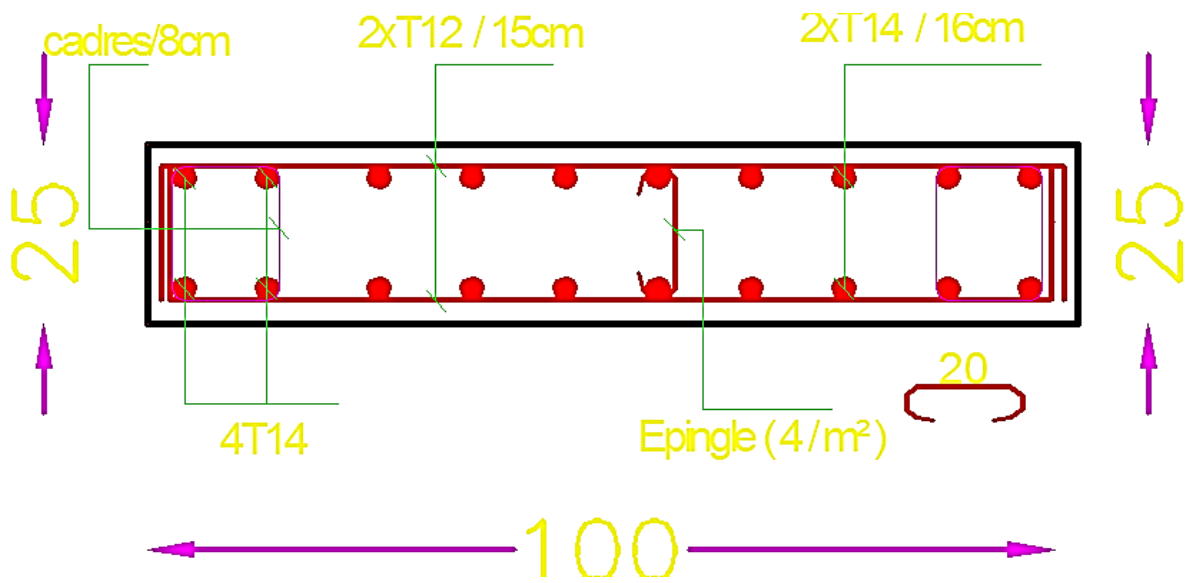


Figure V.3.4 : Ferrailage du Voile 1m zone II

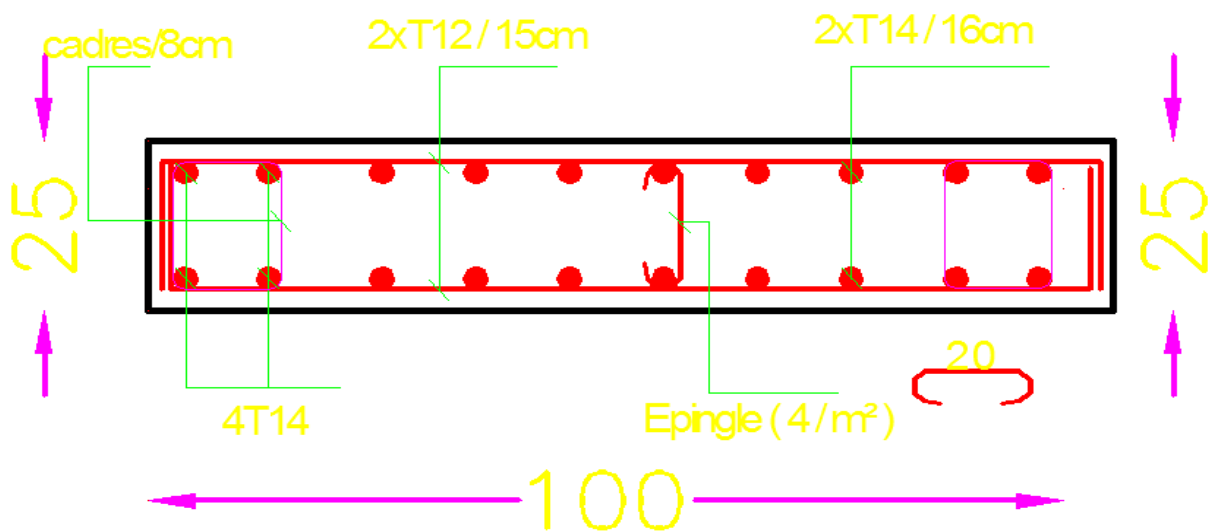


Figure V.3.5 : Ferrailage du Voile 1m zone III.

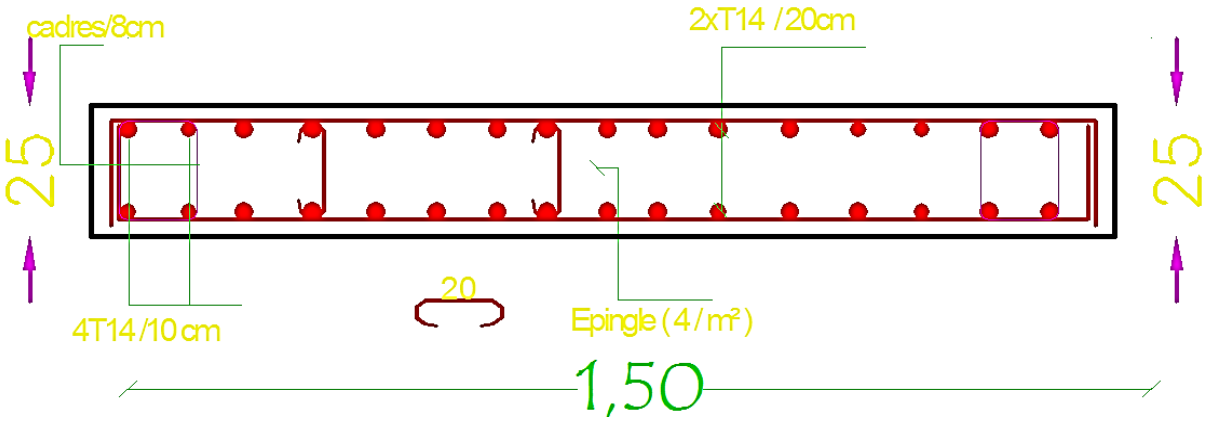


Figure V.3.6: Ferrailage du Voile 1,5 m zone I .II .III.

VI.1) Introduction :

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai , ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé celui-ci a une hauteur de **4,60m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit être ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas pour une épaisseur de 30 cm.

Un joint de 5cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polygame, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

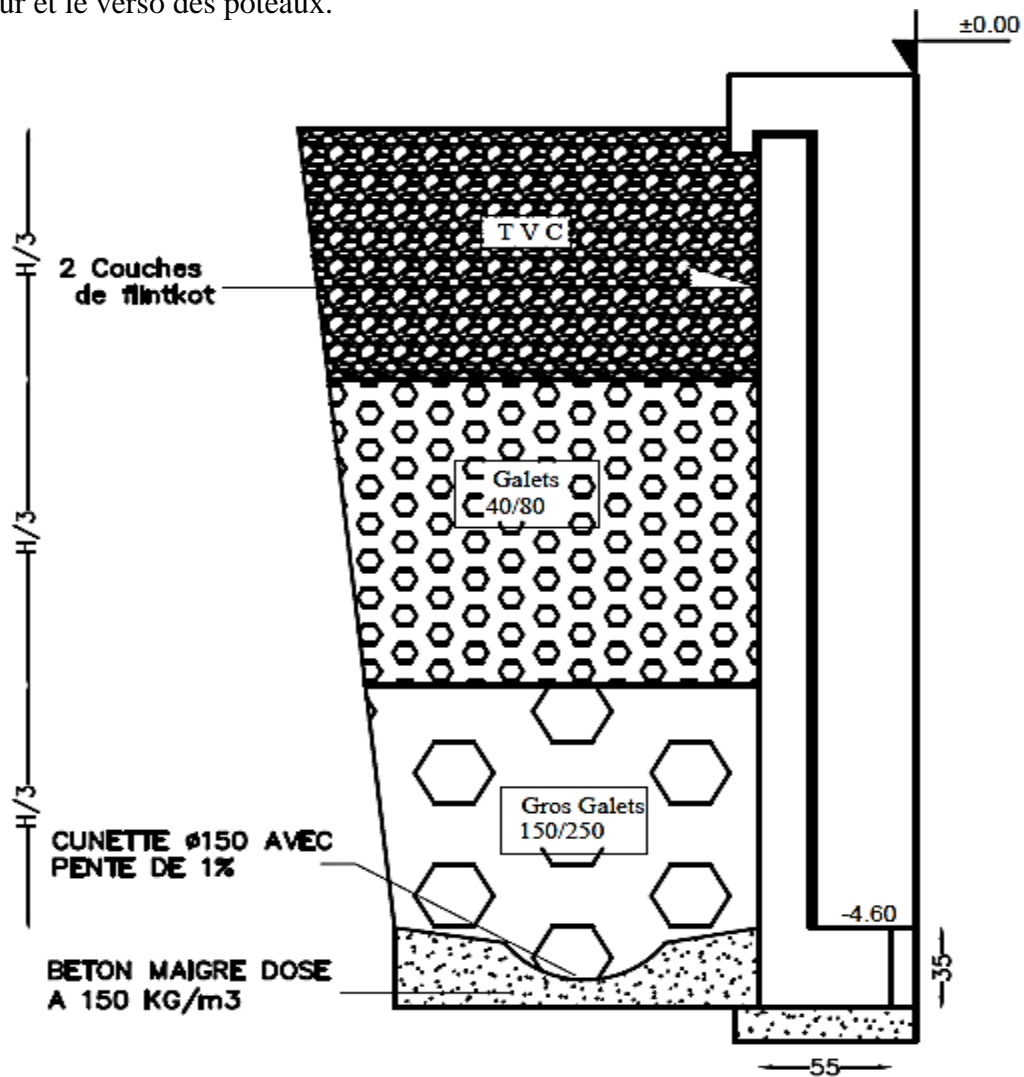


Figure VI.1 : Schéma du mur plaque

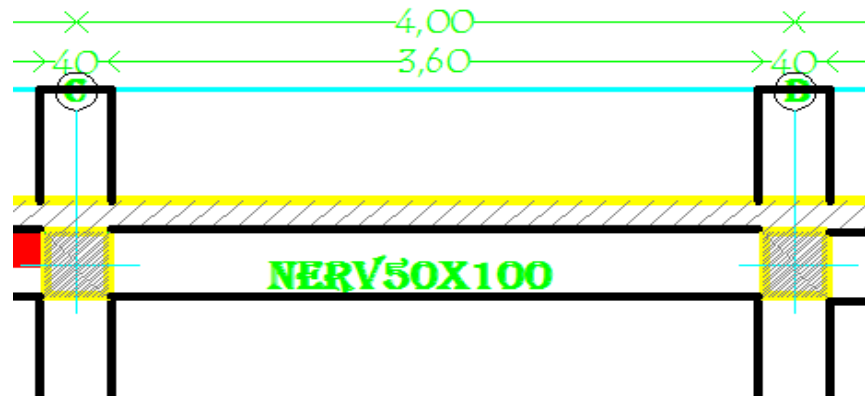


Figure VI.2 : vue en plan du coffrage.

1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Surcharge éventuelle: $q=10 \text{ kN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma =18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte du Sol : $\sigma_{\text{sol}}= 2 \text{ bars}$

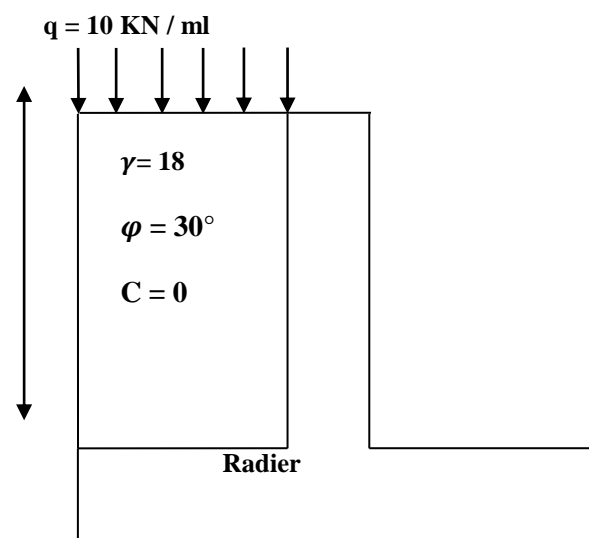


Figure VI.3: Schéma statique du Mur

2) Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

VI.2) Calcul des sollicitations :

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,60 \text{ m}$

• **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,60 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 18 \times 4,6 + 1.5 \times 10) = 63,39 \text{ kN/m}^2$$

• **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,60 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 4,6) = 46,4 \text{ kN/m}^2$$

1) Diagramme des contraintes :

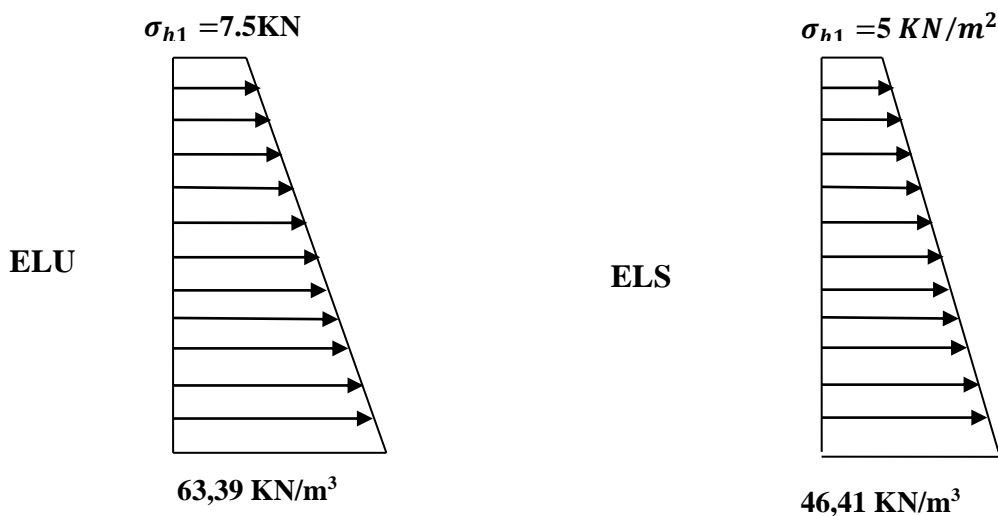


Figure VI.4: Diagramme des contraintes

2) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 63,39 + 7,5}{4} = 49,41 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 46,41 + 5}{4} = 36,05 \text{ kN/ml}$$

VI.3) Ferrailage du mur plaque :

Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

1) Identification du panneau : $L_x = 4.1 \text{ m}$ et $l_y = 4.60 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{4.6} = 0.89 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

2) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.89 \rightarrow \mu_x = 0.0498 \text{ et } \mu_y = 0.693$$

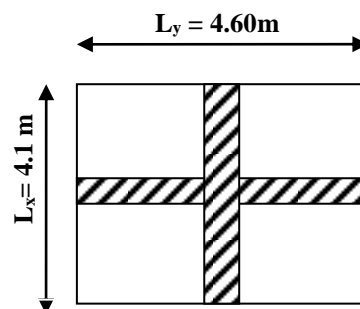


Figure VI.5:panneau le plus sollicité

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0498 \times 49.41 \times 4^2 = 39.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.693 \times 39.36 = 27.27 \text{ KN.m}$$

3) Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 39.36 = \mathbf{19.68 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 39.36 = \mathbf{29.52 \text{ KN.m}}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0.5 \times 27.27 = \mathbf{13.63 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 27.27 = \mathbf{20.45 \text{ KN.m}}$$

4) Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

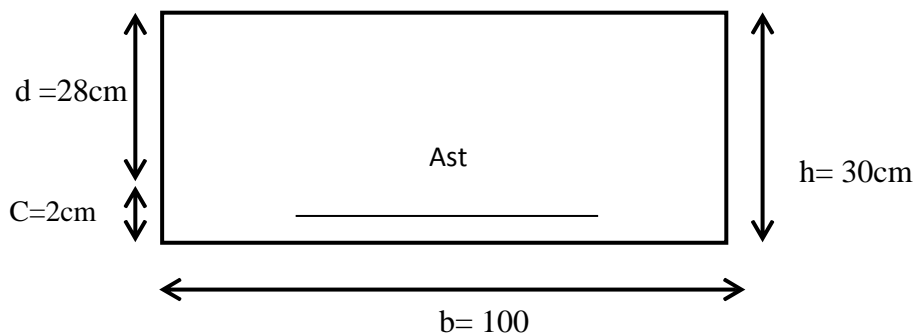


Figure VI.6: Section transversal du mur plaque.

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

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Sen s	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
xx	Appuis	19.68	0.017	0.991	SSA	2.03	3.38	5HA10 = 3.92	20
	Travée	29.52	0.026	0.987	SSA	3.06	4.52	4HA12= 4.52	20
yy	Appuis	13.63	0.012	0.994	SSA	1.4	3.38	5HA10 = 3.92	20
	Travée	20.45	0.018	0.991	SSA	2.53	3.38	5HA10 = 3.92	20

Tableau VI.1 : Ferrailage du mur plaque.

B) les armatures transversales :

En travée : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{3.38}{4} = 0.845$

Soit : $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{3.38}{4} = 0.845$

Soit : $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI.4) Vérifications à l'ELU :

1) Espacement des barres :

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 3.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

3) Calcul de la 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.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\varnothing \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_s = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 12 : L_s = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

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 L_s** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 10 : L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \varnothing 12 : L_a = 0.4 \times 45 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 18 \text{ cm}$$

VI.5) Vérification à l'ELS :**1) Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.869 \rightarrow \mu_x = 0.0498 \text{ et } \mu_y = 0.693$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0498 \times 36.05 \times 4^2 = 28.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.693 \times 28.72 = 19.9 \text{ KN.m}$$

2) Correction des moments :**Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 28.72 = \mathbf{14.36 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 28.72 = \mathbf{21.54 \text{ KN.m}}$$

Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 19.9 = \mathbf{9.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.9 = \mathbf{14.925 \text{ KN.m}}$$

3) Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot l \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	obs
X-X	Appuis	3.92	14.36	0.14	0.938	65.64	139.47	201.63	0.65	15	Cv
	Travée	4.52	21.54	0.14	0.938	65.64	181.44	201.63	1.21	15	Cv
Y-Y	Appuis	3.92	9.95	0.14	0.938	65.64	96.64	201.63	0.18	15	Cv
	Travée	3.92	14.92	0.14	0.938	65.64	144.91	201.63	0.33	15	Cv

Tableau VI.2: vérification des contraintes à ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

- Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

En travée : **5HA10/ml.**

Aux appuis : **4HA12/ml.**

Sens y-y :

En travée : **5HA10/ml.**

Aux appuis : **5HA10/ml.**

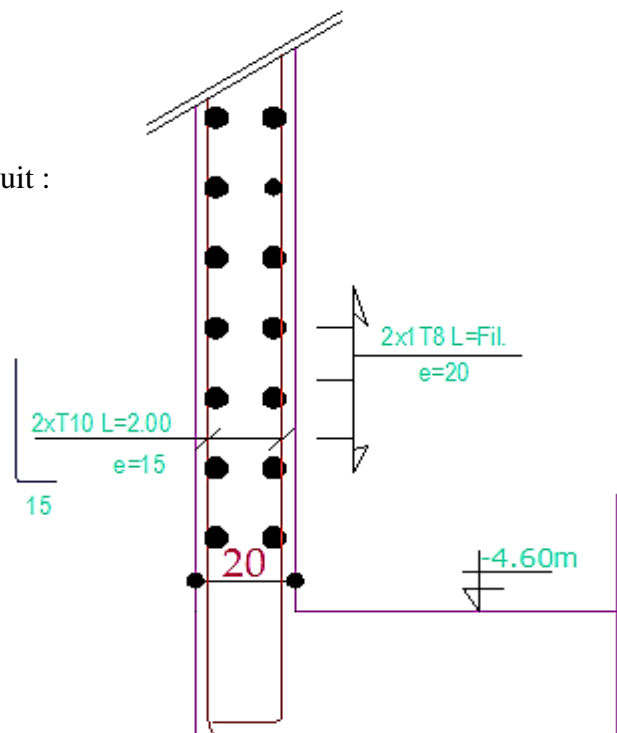


Figure VI.7 : Ferrailage du mur plaque

VII.1 Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ à 0.80m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VII.4 Choix de fondation :

Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad N_s \geq \sigma_{sol} \times L$$

Avec : σ_{sol} : capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

VOILE	Nser(KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VX1	593,88	1	2,969	2,969
VX2	737,57	1	3,688	3,688
VX3	737,61	1	3,688	3,688
VX4	593,78	1	2,969	2,969
VX5	261,58	1	1,308	1,308
VX6	422,34	1	2,112	2,112
VX7	422,83	1	2,114	2,114
VX8	261,69	1	1,308	1,308
				20,156

VOILE	Nser(KN)	L(m)	B(m)	S(m ²)
VY1	753,95	1.5	2,513	3,770
VY2	790,46	1.5	2,635	3,952
VY3	747,36	1.5	2,491	3,737
VY4	753,85	1.5	2,513	3,769
VY5	497,8	1.5	1,659	2,489
VY6	698,08	1.5	2,327	3,490
VY7	741,94	1.5	2,473	3,710
VY8	497,6	1.5	1,659	2,488
				27,405

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles selon les sens.

2) Semelles filantes sous poteaux :

1. Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R: $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \implies$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right).$$

$e \geq \frac{L}{6} \implies$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur) :

Poteaux	N(KN)	Mi(KNm)	ei(m)	Ni*ei(KNm)
C9	718.23	0.256	1.675	1203.035
C12	635.81	0.398	-1.675	-1064.981
C18	517.71	-0.053	-5.675	-2938.004
sommes	1871.75	0.601		-669.988

Tableau VII.2: résultat des charges verticales de chaque poteau.

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum Ni = 1871.75 \text{KN.}$$

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{669.988 + 0.601}{1871.75} = 0,358 \text{m}$$

$$e = 0.358 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1.958 \text{m} \quad \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1871.75}{11.75} \left(1 + \frac{6(0,358)}{11.75}\right) = 188.418 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1871.75}{11.75} \left(1 - \frac{6(0,358)}{11.75}\right) = 130.176 \text{KN/ml.}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1871.75}{11.75} \left(1 + \frac{3(0,358)}{11.75}\right) = 173.858 \text{KN/ml.}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{173.858}{200} = 0.869 \text{m.}$$

- On prend : B=1m

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 6(11.75 \times 1) + 20.156 + 27.405 = 118.061 \text{m}^2.$$

Avec : n : nombre de portique dans le sens considéré

La surface totale de bâtiment : $S_{\text{bat}} = L \times l = 11.75 \times 19.55 = 229.712 \text{m}^2.$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{118.061}{229.712} = 0.513$$

La surface totale des semelles représente 51.3% de la surface de bâtiment.

Conclusion : Nous allons opter pour un **radier général**.

VII- 3) Calcul du radier général

Introduction :

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 et qui 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 (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

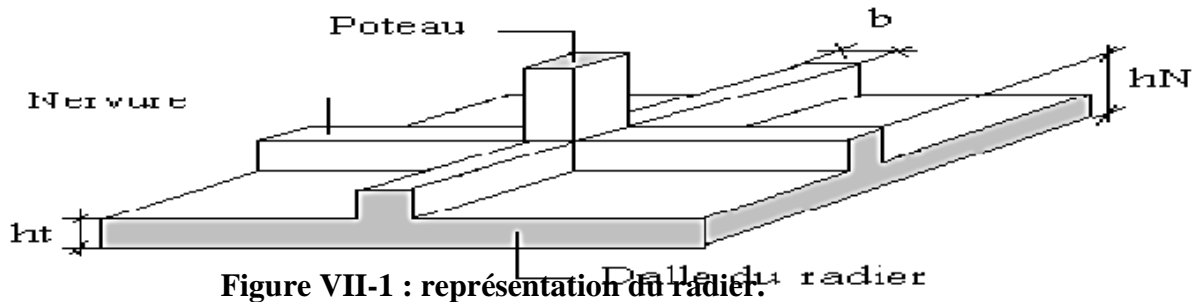


Figure VII-1 : représentation du radier.

A. Pré-dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Selon la condition forfaitaire

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : Portée maximale

$$L_{max} = 450 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

➤ **Sous poteaux**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm.

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}.$$

On prend $h_d = 35 \text{ cm}$.

✓ **La nervure :**

- **La hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

On prend $h_n = 100\text{cm}$.

• **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{400}{50} \leq h_t \leq \frac{400}{40} = 8 \leq h_t \leq 10$$

On opte $h_t = 10\text{ cm}$.

- **Condition de la longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,776\text{m}$$

$h=80\text{cm}$.

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 40 \leq b_n \leq 70 \longrightarrow \text{on prend: } \longrightarrow \mathbf{b_n = 50\text{cm}}$$

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

✓ La hauteur de la dalle du radier : **$h_d = 35\text{ cm}$.**

✓ La hauteur de la dalle flottante : **$h_t = 10\text{ cm}$.**

- ✓ La hauteur de la nervure suivant les deux sens : **h =80 cm.**
- ✓ La largeur de le nervure : **b_n =50 cm.**

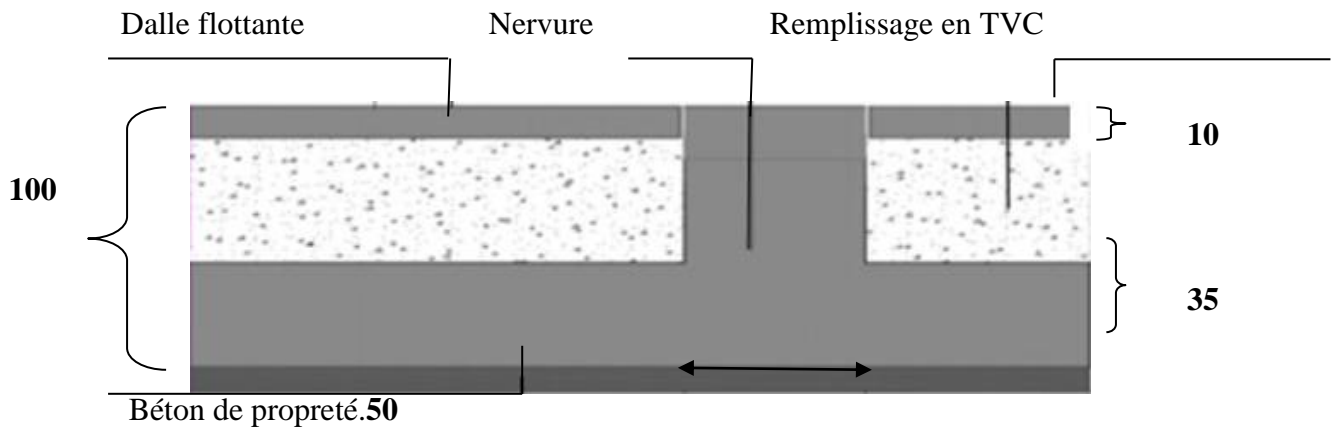


Figure VII.2 : coupe verticale du radier.

B. Détermination des efforts à la base :

Charge permanente : $G = 15199.34 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation : $Q = 2690.55 \text{ KN.}$

a) Combinaisons d'actions :

- ✓ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 15199.34 + 1.5 \times 2690.55 = 24554.934 \text{ KN.}$$

- ✓ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 15199.34 + 2690.55 = 17889.89 \text{ KN}$$

B) Détermination de la surface nécessaire du radier :

- ✓ **ELU:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{24554.934}{1,33 \times 200} = 92.311 \text{ m}^2$$

- ✓ **ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{17889.89}{1,33 \times 200} = 67.255 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 229.712 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1^{\text{ELU}}; S_2^{\text{ELS}}) = 92.311 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : $L_{deb} = 40 \text{ cm}$.

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{debord} = 229.712 + 0,4 \times 2 \times (11.75 + 19.55) = 254.752 \text{ m}^2.$$

C. Détermination des efforts à la base du radier :

➤ Poids du radier :

$$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{dalleflottante}.$$

Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b = (254.752 \times 0,35) \times 25 = 2229.08 \text{ KN}.$$

$$P_{dalle} = 2229.08 \text{ KN}.$$

Poids de la nervure :

$$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$$

$$= [(0,5 \times (1 - 0,35)) \times ((11.75 \times 6) + (4 \times 19.55))] \times 25 = 2527.812 \text{ KN}.$$

$$P_n = 2527.812 \text{ KN}.$$

Poids de T.V.O:

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal})] \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec: } S_{ner} = [(11.75 \times 6) + (19.55 \times 4)] \times 0.5 = 74.35 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(254.752 - 74.35) \times (0.8 - 0,35)] \times 17 = 1380.075 \text{ KN}.$$

$$P_{T.V.O} = 1380.075 \text{ KN}.$$

Poids de la dalle flottante

$$P_{df} = S_{radier} \times h_n \times \rho_b$$

$$P_{df} = 254.752 \times 1 \times 25 = 6368.8 \text{ KN}.$$

Poids totale de radier:

$P_{radier} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids de TVO}$

$$G_{radier} = 2229.08 + 2527.812 + 1380.07 + 6368.8 = 12505.752$$

Donc le poids totale du radier $G_{radier} = 12505.762 \text{ KN}$.

➤ Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 12505.762 + 15199.34 = 27705.102 \text{ KN}.$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 2690.55 + (3,5 \times 254.752) = 3582.182 \text{ KN}.$$

➤ **Combinaison d'action :**

Elu :

$$N_u = 1,35 \times 27705.102 + 1,5 \times 3582.182 = \mathbf{42775.16KN.}$$

Els :

$$N_s = 27705.102 + 3582.182 = \mathbf{31287.284KN.}$$

C) Vérifications

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut que } : \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{ou} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm};$

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm.}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{42772.988}{254.752} \times \frac{4}{2} = 335.8 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{335.8}{1 \times 0,315} \times 10^{-3} = 1.066 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 1.066 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{—— Condition vérifiée.}$$

a. Vérification de la stabilité du radier :

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_X}{2} = \frac{19.55}{2} = 9.775 \text{ m} \quad Y_G = \frac{11.75}{2} = 5.875 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{11.75 \times 19.55^3}{12} = \mathbf{7316.39 \text{ m}^4}.$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.55 \times 11.75^3}{12} = \mathbf{2642.89 \text{ m}^4}.$$

La stabilité du radier consiste, à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0.h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

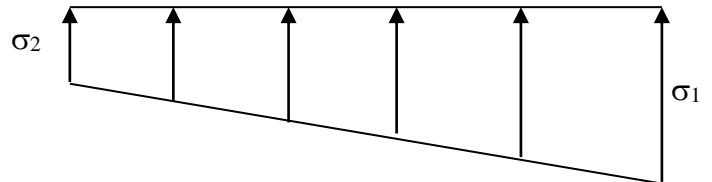
T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V$$



On doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

Figure.VII. 3 Diagramme des contraintes

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2; \quad 1,33\sigma_{sol} = 266\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I} \quad V : \text{La distance entre le cdg du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.}$$

Effort normales :

$$N_u = 42775.16 \text{ KN.}$$

$$N_s = 31287.284 \text{ KN.}$$

Calcul les moments de renversement :

$$M_j = M_j (K=0) + T_j (K=0).$$

$$M_{X-X} = 14642.754 + (844.09 \times 0.8) = \mathbf{15318.026 \text{ KN.m.}}$$

$$M_{Y-Y} = 14505.903 + (837.02 \times 0.8) = \mathbf{15175.519 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{42775.16}{254.752} \pm \frac{15318.026}{7316.39} \times 9.775$$

$$\sigma_1 = 188.374 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 147.443 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 178.141 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{31287.284}{254.752} \pm \frac{15318.026}{7316.39} \times 9.775$$

$$\sigma_1 = 143.280 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 102.349 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 133.047 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{42775.16}{254.752} \pm \frac{15175.519}{2642.89} \times 5.875$$

$$\sigma_1 = 201.643 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 134.174 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 184.775 \text{KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31287.284}{254.752} \pm \frac{15318.026}{2642.89} \times 5.875$$

$$\sigma_1 = 156.549 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 89.08 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 139.681 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII- 5) Etude de la dalle

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91., le calcul s'effectue par la méthode suivante :

- **Panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas : selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$) L_x et L_y dimensions du panneau

de dalle

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$, les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- ✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$
- ✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

❖ **Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

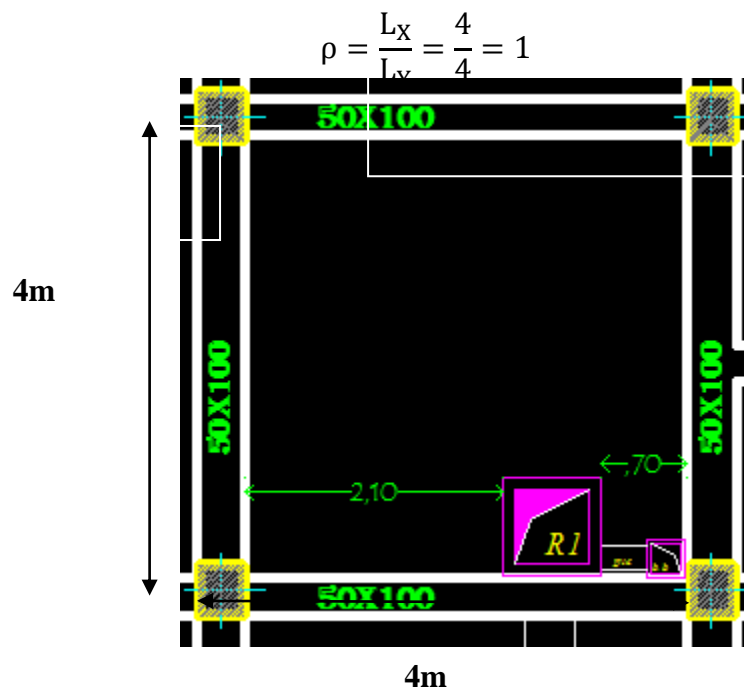


Figure VII.4.entre axes du panneau le plus sollicité.

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 184.775 - \frac{12505.762}{254.752} = 135.685 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 139.681 - \frac{12505.762}{254.752} = 90.591 \text{ KN/m}^2$$

Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0,0368 \times 135.685 \times 4^2 = 79.891 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1.000 \times 79.891 = 79.891 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

• **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 79.891 \Rightarrow M_{ax} = 39.945 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 79.89 \Rightarrow M_{ay} = 39.945 \text{ KNm}$$

• **Moments aux appuis de rives:**

$$M_{ax} = (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 79.891 \Rightarrow M_{ax} = 23.967 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 79.89 \Rightarrow M_{ay} = 23.967 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 79.891 \Rightarrow M_{tx} = 59.918 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 79.891 \Rightarrow M_{ty} = 67.907 \text{KN.m}$$

Ferraillage suivant x-x :
Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.945 \times 10^3}{100 \times 31^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.945 \times 10^2}{0,985 \times 31 \times 34,8} = 3.759 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12=6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59.918 \times 10^3}{100 \times 31^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{59.918 \times 10^2}{0,978 \times 31 \times 34,8} = 5.679 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12=6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage suivant y-y :
Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.945 \times 10^3}{100 \times 31^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.945 \times 10^2}{0,985 \times 31 \times 34,8} = 3.759 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12 =6.79cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67.906 \times 10^3}{100 \times 31^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67.906 \times 10^2}{0,974 \times 31 \times 34,8} = 6.462 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12 =6.79 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferraillage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	39.945	0,029	0,985	3.759	6HA12	6.79	15
	En travée	59.918	0,043	0,978	5.679	6HA12	6.79	15
transversale y-y	Aux appuis	39.945	0,029	0,985	3.759	6HA12	6.79	15
	En travée	67.907	0,049	0,974	6.462	6HA12	6.79	15

Tableau VII.3 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier.

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels (h = 35 cm) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens Y-Y:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

2.1. Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 31 \times 2,1}{400} = 3,743 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,743 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

2.2. Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

On aura donc : $M_{Sx} = 0,0442 \times 90.591 \times 4^2 = 64.065 \text{ KN.m}$
 $M_{SY} = 1 \times 64.1 = 64.065 \text{ KN.m}$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 64.065$$

$$M_{sa} = 32.032 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis de rives :**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 64.065$$

$$M_{sa} = 19.219 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{st} = (0,75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,75) \times 64.065$$

$$M_{st} = 48.048 \text{ KN.m}$$

- a) **Aux appuis intermédiaires:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{39.945}{39.945} = 1$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \alpha = 0,0290$$

$$\alpha = 0,0290 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- b) **Aux appuis de rives:**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.967}{23.967} = 1$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- c) **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{59.918}{67.907} = 0,882$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \alpha = 0,044$$

$$\alpha = 0,044 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{0,882 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,191 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VII-6) Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

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.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

Charge trapézoïdale :▪ **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant } I_M = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant } I_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

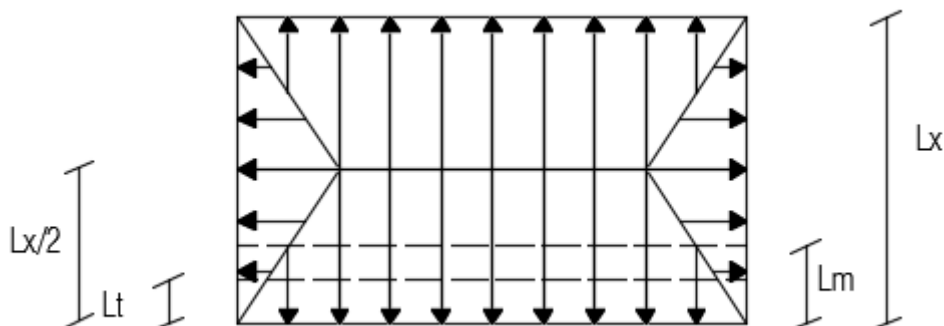


Figure.VII.5: Représentation des charges trapézoïdales.

Le Chargement simplifié

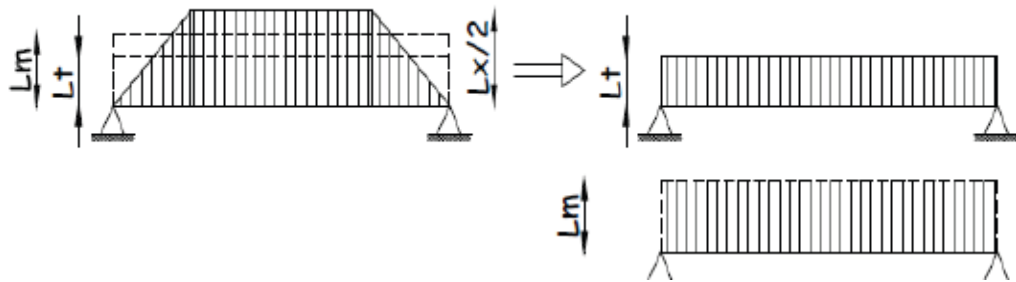


Figure VII.6: Présentation du chargement simplifié

Charge triangulaire :

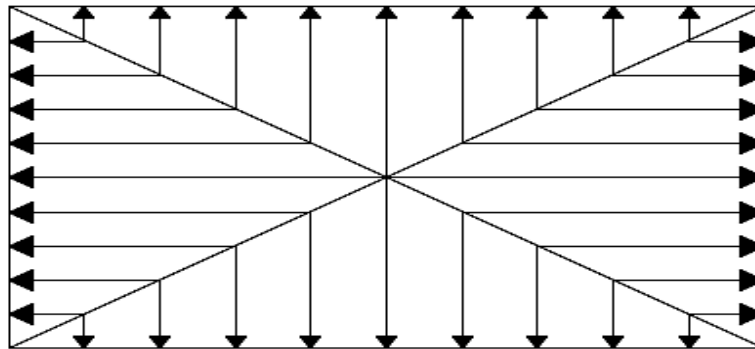


Figure VII.7: Répartition triangulaire.

Moment fléchissant : $I_m = 0,333 \times I_x$

Effort tranchant : $I_t = 0,25 \times I_x$

b) Charges à considérer :

- Pour les moments fléchissant

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = q_u \times I_m \\ Q_s = q_s \times I_m \end{array} \right.$$

- Pour les efforts tranchant

$$Q_u = q_u \times I_t \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_s = q_s \times I_t \end{array} \right.$$

c) Détermination des charges :

- ✓ ELU:

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(184.775 - \frac{12505.762}{254.752} - \frac{2527.812}{74.35} \right)$$

$$q_u = 101.686 \text{ KN/m}^2$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(139.681 - \frac{12505.762}{254.752} - \frac{2527.812}{74.35} \right)$$

$$q_s = 56.592 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Ferraillage de la nervure :

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 efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm.}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin

D'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section

D'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4,00 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,00} = 1$$

$$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

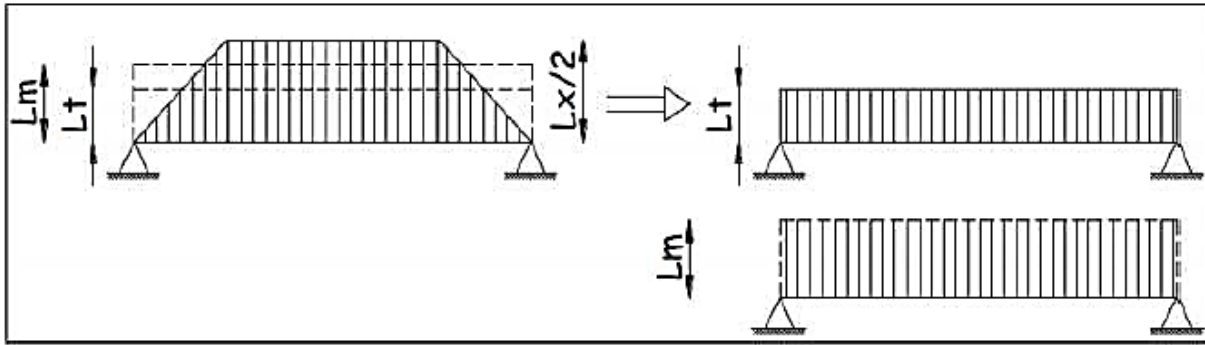


Figure VII.8. Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

$$L_m = 4 \left(0.5 - \frac{1}{6}\right) = 1,33 \text{ m.}$$

$$L_t = 4 \left(0.5 - \frac{1}{4}\right) = 1 \text{ m.}$$

Cas de chargement triangulaire :

$$L_m = 0.333 L_x = 1,33 \text{ m}$$

$$L_t = 0.250 L_x = 1,00 \text{ m}$$

Charges à considérés :

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 101.686 \times 1,33 = 135.242 \text{ KN/m.}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 56.592 \times 1,33 = 75.267 \text{ KN/m.}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 101.686 \times 1,00 = 101.686 \text{ KN/m.}$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t = 56.592 \times 1,00 = 56.592 \text{ KN/m.}$

1) Détermination des efforts:

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « **ETABS V9.7.4** »

2) Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4	4	1	trapezoidale	1.332	1	101.686	56.592	135.445	250.574	75.380	139.454	101.686	188.119	56.592	104.695
	2	3.4	4	0.85	trapezoidale	1.132	0.85	101.686	56.592	115.128		64.073		86.4331		48.103	
B-C	1	4	4	1	trapezoidale	1.332	1	101.686	56.592	135.445	250.574	75.380	139.454	101.686	188.119	56.592	104.695
	2	3.4	4	0.85	trapezoidale	1.132	0.85	101.686	56.592	115.128		64.073		86.4331		48.103	
C-D	1	3.2	4	0.8	trapezoidale	1.065	0.8	101.686	56.592	108.356	216.713	60.304	120.608	81.3488	162.697	45.273	90.547
	2	3.2	3.4	0.941	trapezoidale	1.065	0.8	101.686	56.592	108.356		60.304		81.3488		45.273	
D-E	1	4	4	1	trapezoidale	1.332	1	101.686	56.592	135.445	250.574	75.380	139.454	101.686	188.119	56.592	104.695
	2	3.4	4	0.85	trapezoidale	1.132	0.85	101.686	56.592	115.128		64.073		86.4331		48.103	
E-F	1	4	4	1	trapezoidale	1.332	1	101.686	56.592	135.445	250.574	75.380	139.454	101.686	188.119	56.592	104.695
	2	3.4	4	0.85	trapezoidale	1.132	0.85	101.686	56.592	115.128		64.073		86.4331		48.103	

Tableau VII.4: Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4	4	1	trapezoidale	1.332	1	101.686	56.592	135.445	243.802	75.380	135.688	101.686	183.034	56.592	101.865
	2	3.2	4	0.8	trapezoidale	1.065	0.8	101.686	56.592	108.356		60.304		81.348		45.273	
B-C	1	3.4	4	0.85	trapezoidale	1.132	0.85	101.686	56.592	115.128	223.485	64.073	124.377	86.433	167.781	48.103	93.376
	2	3.2	3.4	0.941	trapezoidale	1.065	0.8	101.686	56.592	108.356		60.304		81.348		45.273	
C-D	1	4	4.1	0.95	trapezoidale	1.265	0.95	101.686	56.592	128.673	237.030	71.611	131.915	96.601	177.950	53.762	99.036
	2	3.2	4.1	0.842	trapezoidale	1.065	0.8	101.686	56.592	108.356		60.304		81.348		45.273	

Tableau VII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversal

❖ Sens longitudinale « X-X » :

ELU:

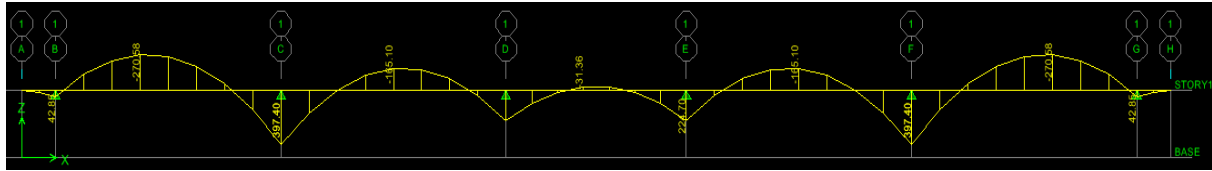


Figure VII.9 : Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens x-x.

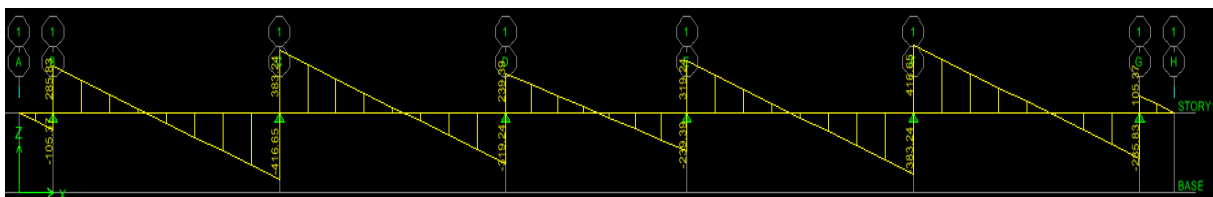


Figure VII.10: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens x-x.

ELS :

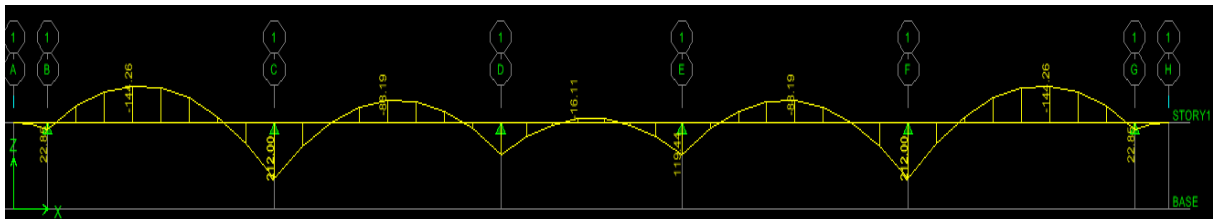


Figure VII.11: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens x-x.

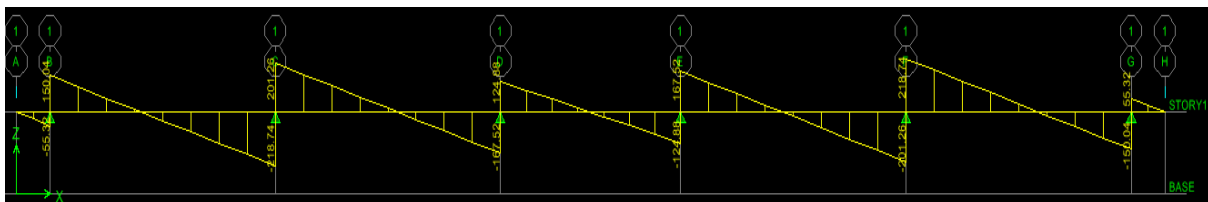


Figure VII.12: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens x-x.

❖ Sens transversales « Y-Y » :

ELU:

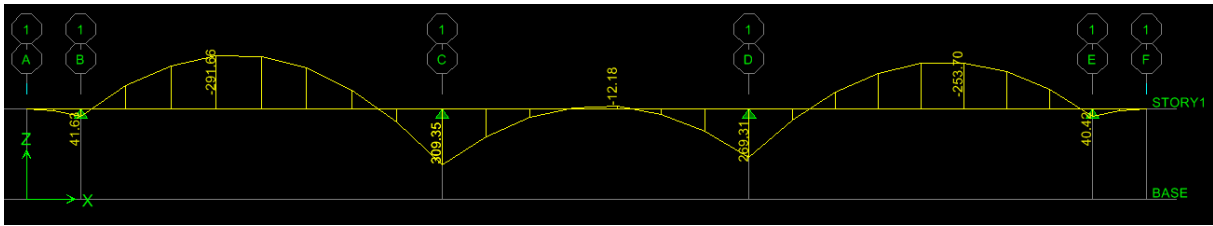


Figure VII-13: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELU sens y-y.

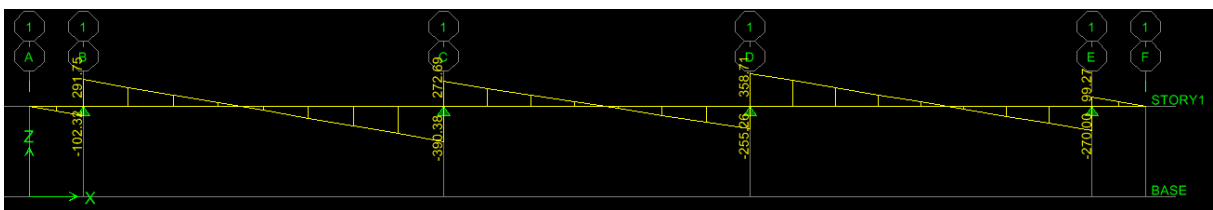


Figure VII.14: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELU sens y-y.

ELS:

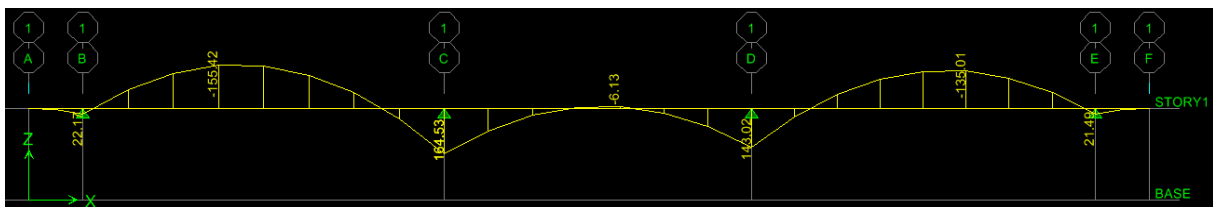


Figure VII.15: Diagrammes des moments fléchissant de la nervure à l'ELS sens y-y.

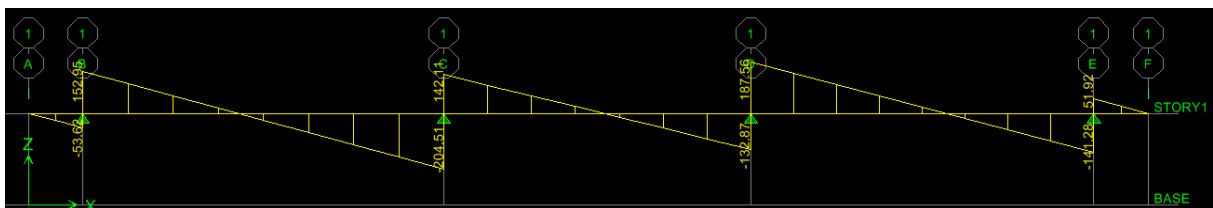


Figure VII.16: Diagrammes des efforts tranchants de la nervure à l'ELS sens y-y

N.B : les diagrammes des moments sont renversés M_t en fibres supérieure et M_a en fibre inférieure.

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	$M_{ut} = 270.58$	$M_{ut} = 291.66$
	$M_{st} = 144.26$	$M_{st} = 115.42$
Moments Appuis (KN.m)	$M_{ua} = 397.40$	$M_{ua} = 309.35$
	$M_{sa} = 212$	$M_{sa} = 164.53$
Efforts tranchants (KN)	$T_u = 416.65$	$T_u = 390.38$
	$T_s = 218.74$	$T_s = 204.51$

Tableau VII.6: Récapitulatif des moments de la dalle.

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: $b=50\text{cm}$ $d=97,5\text{cm}$ $f_{bc}=14,2\text{MPa}$ $\sigma_s=348\text{MPa}$

Sens longitudinal x-x:

$$M_a^{\max} = 397.40\text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 270.58\text{KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{397.40 \times 10^3}{50 \times 97,5^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{397.40 \times 10^2}{0,970 \times 97,5 \times 34,8} = 11.34\text{cm}^2$$

Soit : **4HA14 fil + 4HA12 chap. = 11.68cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{270.58 \times 10^3}{50 \times 97,5^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{270.58 \times 10^2}{0,998 \times 97,5 \times 34,8} = 7.990\text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14fil + 4HA12chap = 11.68 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens transversal suivant y-y:

$$M_{ay}^{\max} = 309.35\text{ KN.m} \quad M_{ty}^{\max} = 291.66\text{KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{309.35 \times 10^3}{50 \times 97,5^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{309.35 \times 10^2}{0,976 \times 97,5 \times 34,8} = 9.341 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14fil + 4HA12chap = 11.68 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{291.66 \times 10^3}{50 \times 97,5^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{291.66 \times 10^2}{0,978 \times 97,5 \times 34,8} = 8.789 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14fil + 4HA12= 11.68 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferraillage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	397.40	0,058	0,970	11.34	4HA14 fil + 4HA12chap	11.68	10
	En travée	270.58	0,040	0,998	7.990	4HA14 fil + 4HA12chap	11.68	10
transversale y-y	Aux appuis	309.35	0,045	0,976	9.341	4HA14 fil + 4HA12chap	11.68	10
	En travée	291.66	0,043	0,978	8.789	4HA14 fil + 4HA12chap	11.68	10

Tableau VII.7: Récapitulatif du ferraillage de la nervure.

Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferraillage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 97,5 \times 2.1}{400} = 5.886 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{st}^{min} = 5.886 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25,00 ; 19,2\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm.}$$

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

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{416,65 \times 10^3}{500 \times 975} = 0,854 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{390,38 \times 10^3}{500 \times 975} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.2. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34):

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau

Nécessaire est donc :

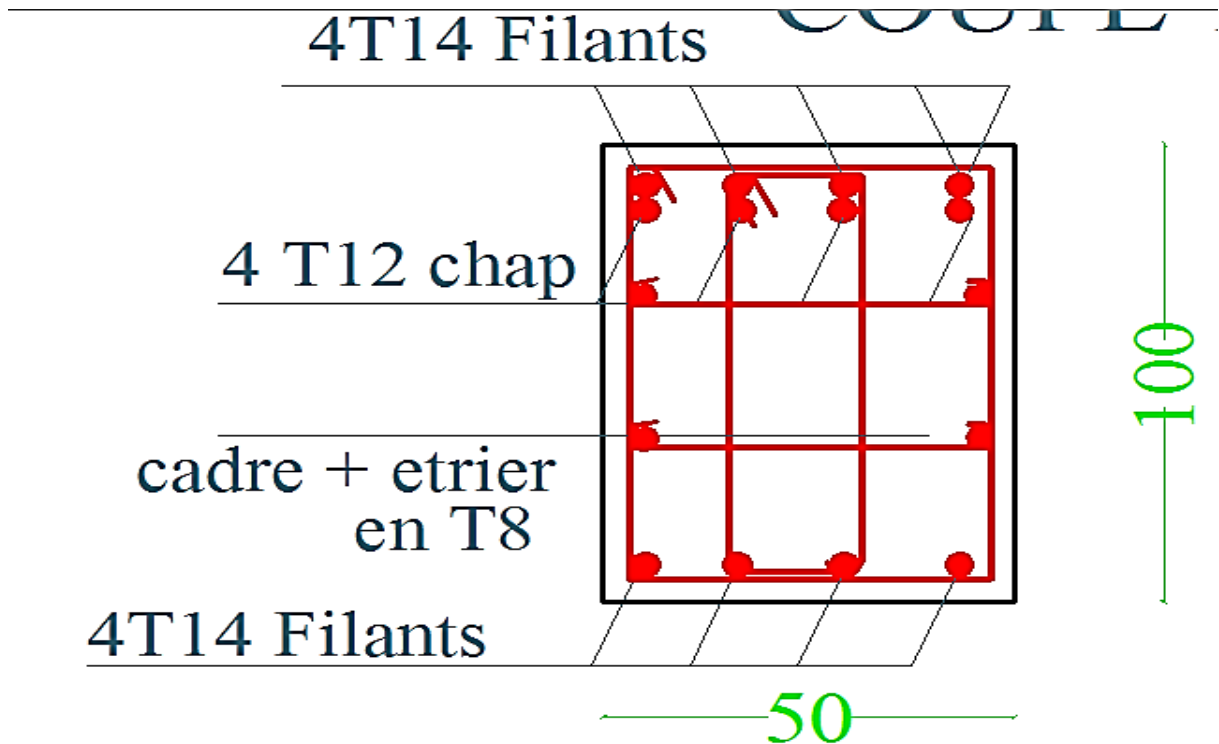
$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

$$\text{Soit donc: } 4\text{HA}12 \quad \text{avec : } A_s = 4,52 \text{ cm}^2.$$

Le schéma de ferrailage des nervures :

Sens X-X :

-En travée : 4HA14 (fil) + 4HA12 (chap.)



-Aux appuis : 4HA14 (fil) + 4HA12 (chap.)

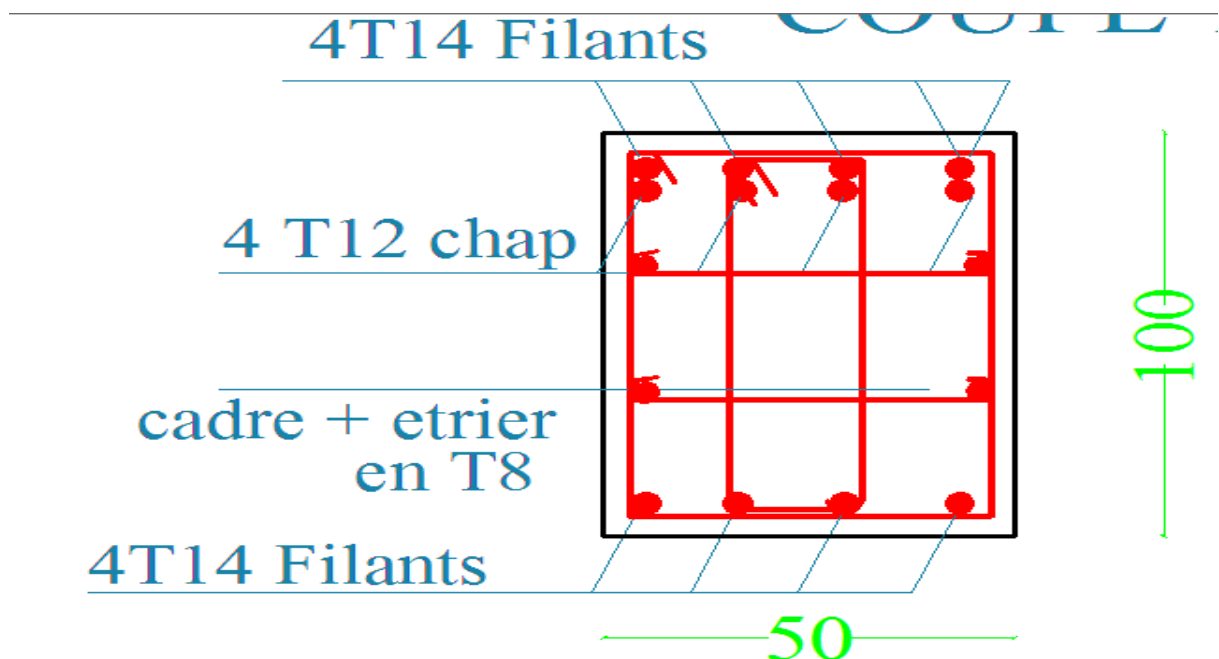
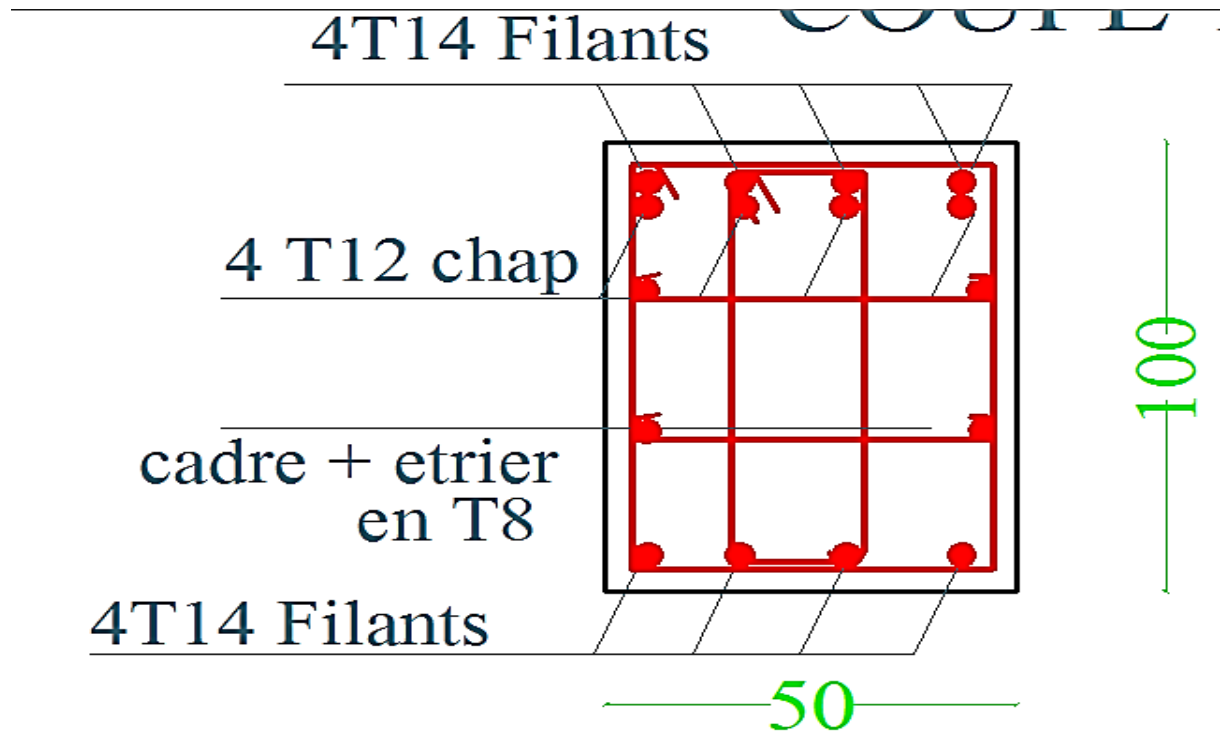


Figure VII.17 : Ferrailage de nervure dans le sens X-X

-Sens Y-Y

-En travée : 4 HA14 (fil) + 4 HA12 (chap.)



-Aux appuis : 4 HA14 (fil) + 4HA12 (chap.)

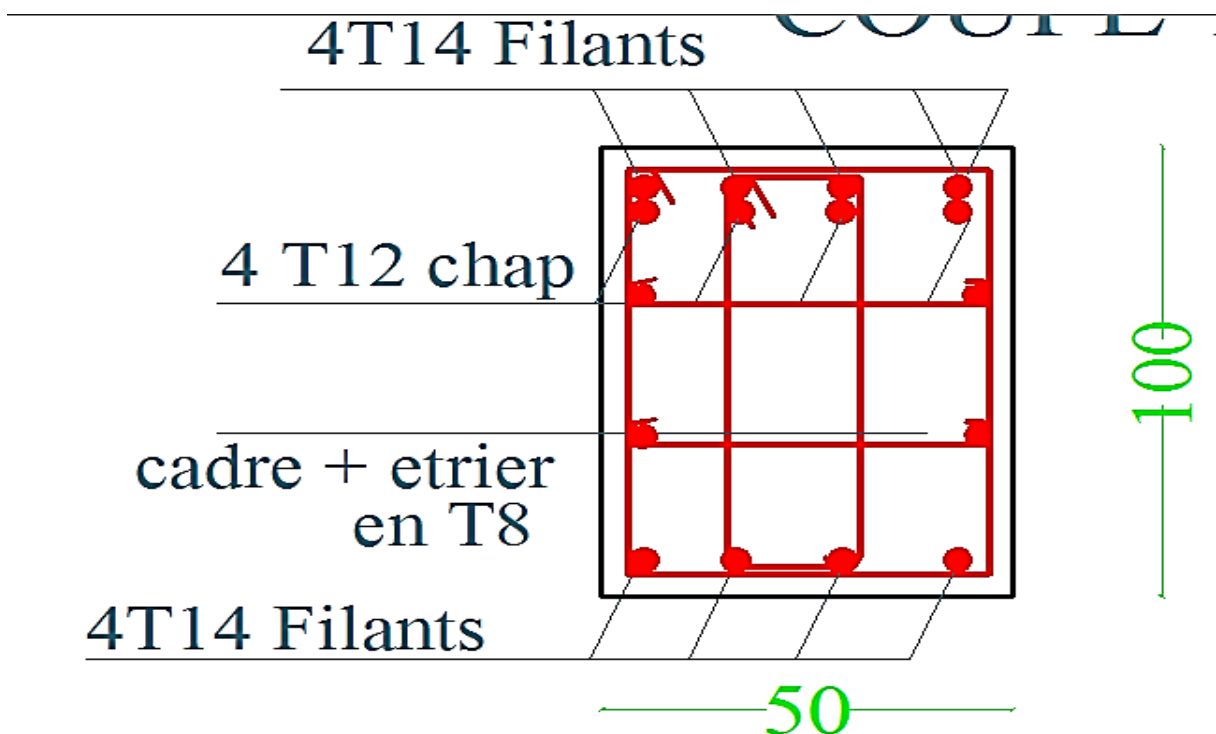


Figure VII.18: Ferrailage de nervure dans le sens Y-Y

Le schéma de ferrailage de radier :

Sens X-X :

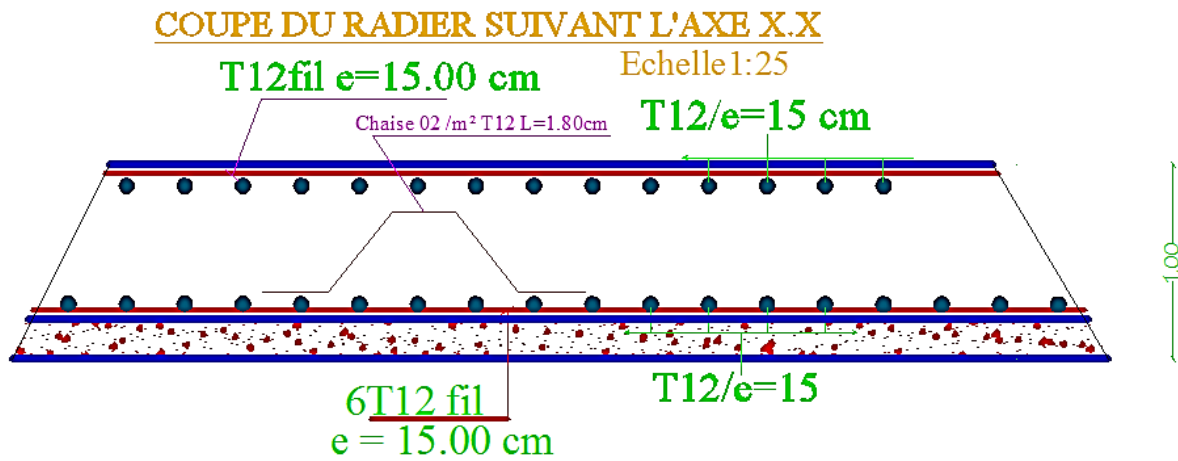


Figure VII.19: Ferrailage de radier dans le sens X-X

Sens Y-Y

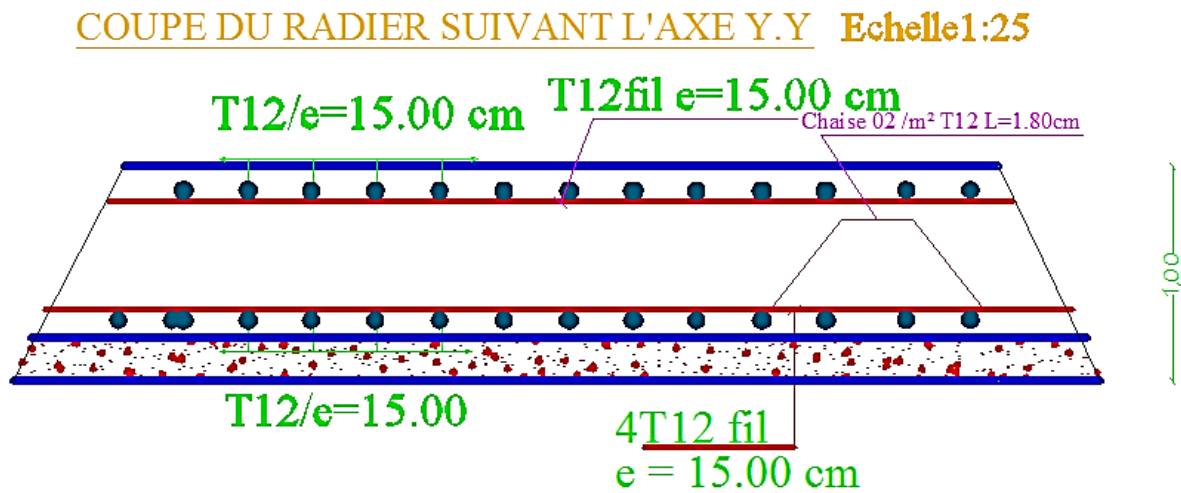


Figure VII.20: Ferrailage de radier dans le sens Y-Y

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques. Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7.4 que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- Le règlement parasismique algérien **RPA99 modifié 2003**
- Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée **CBA93**
- Document technique réglementaire (charges et surcharges) **DTR B .C.2.2**
- Béton armée aux états limites **BAEL91 modifiée 99**

Livre:

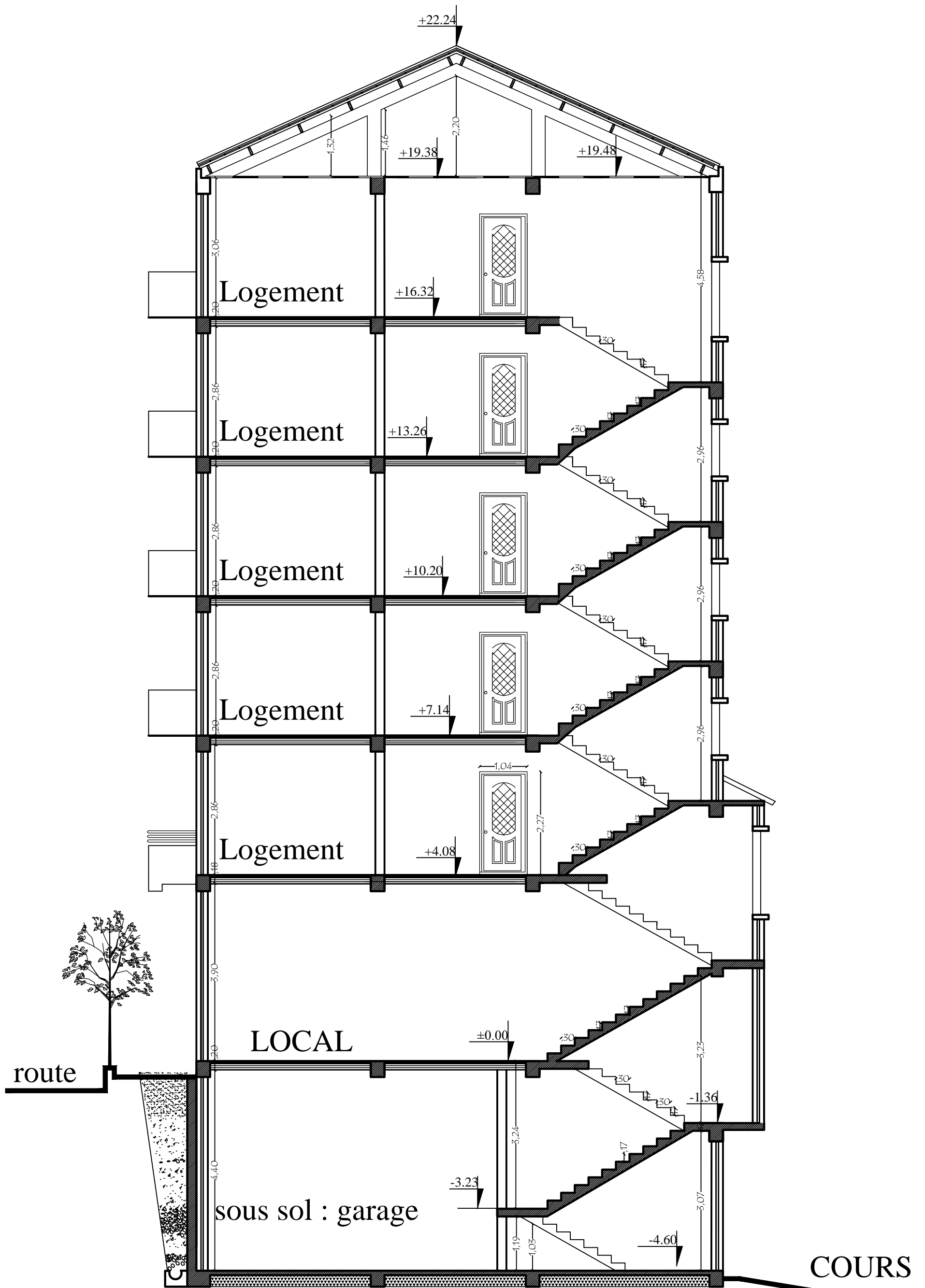
- Les abaques de PIGEAUD
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Cours :

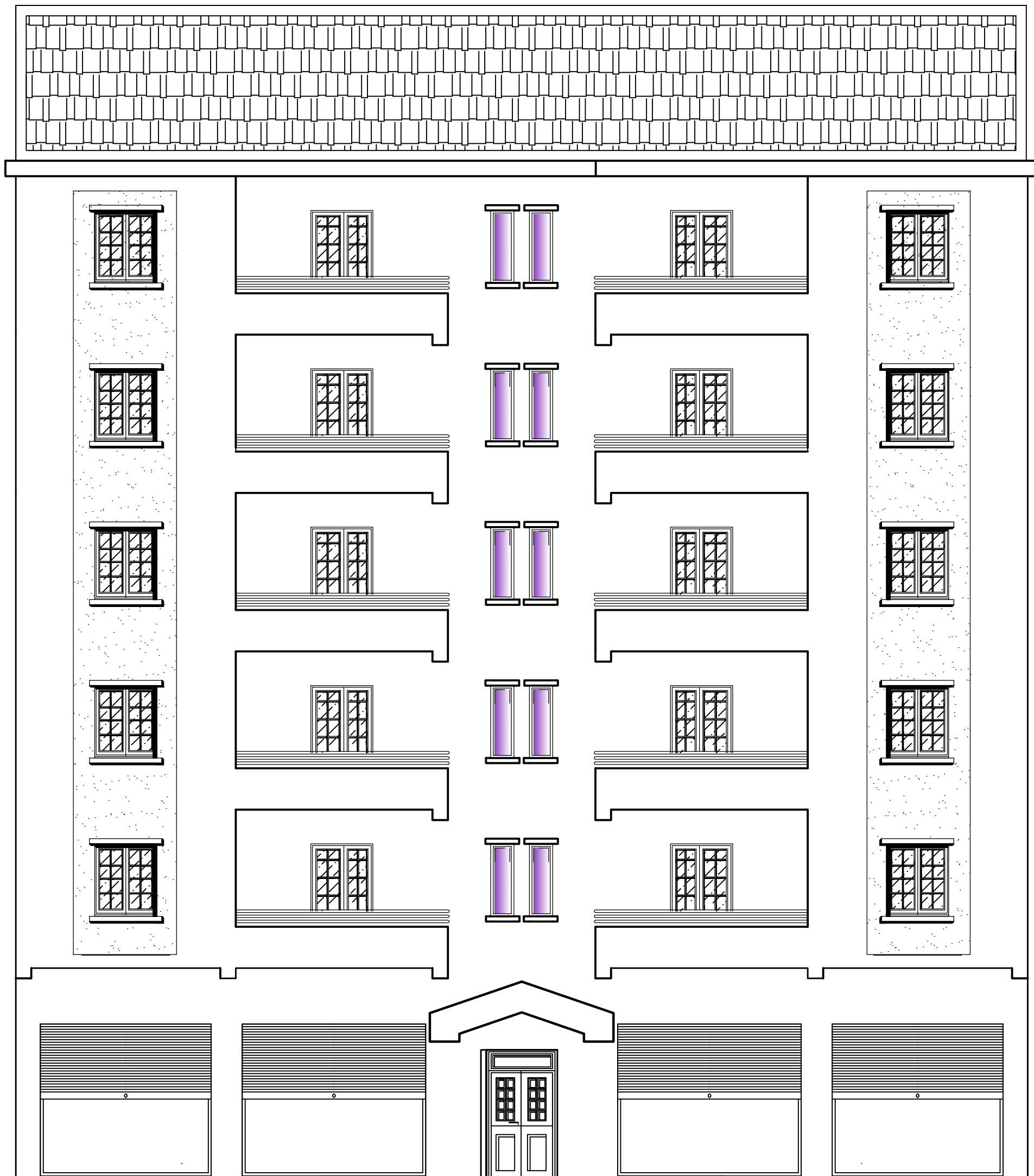
- Béton armé (L_3 et M_1)
- Dynamique des structures (M_1)
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux (L_2 , L_3)

LOGICEL

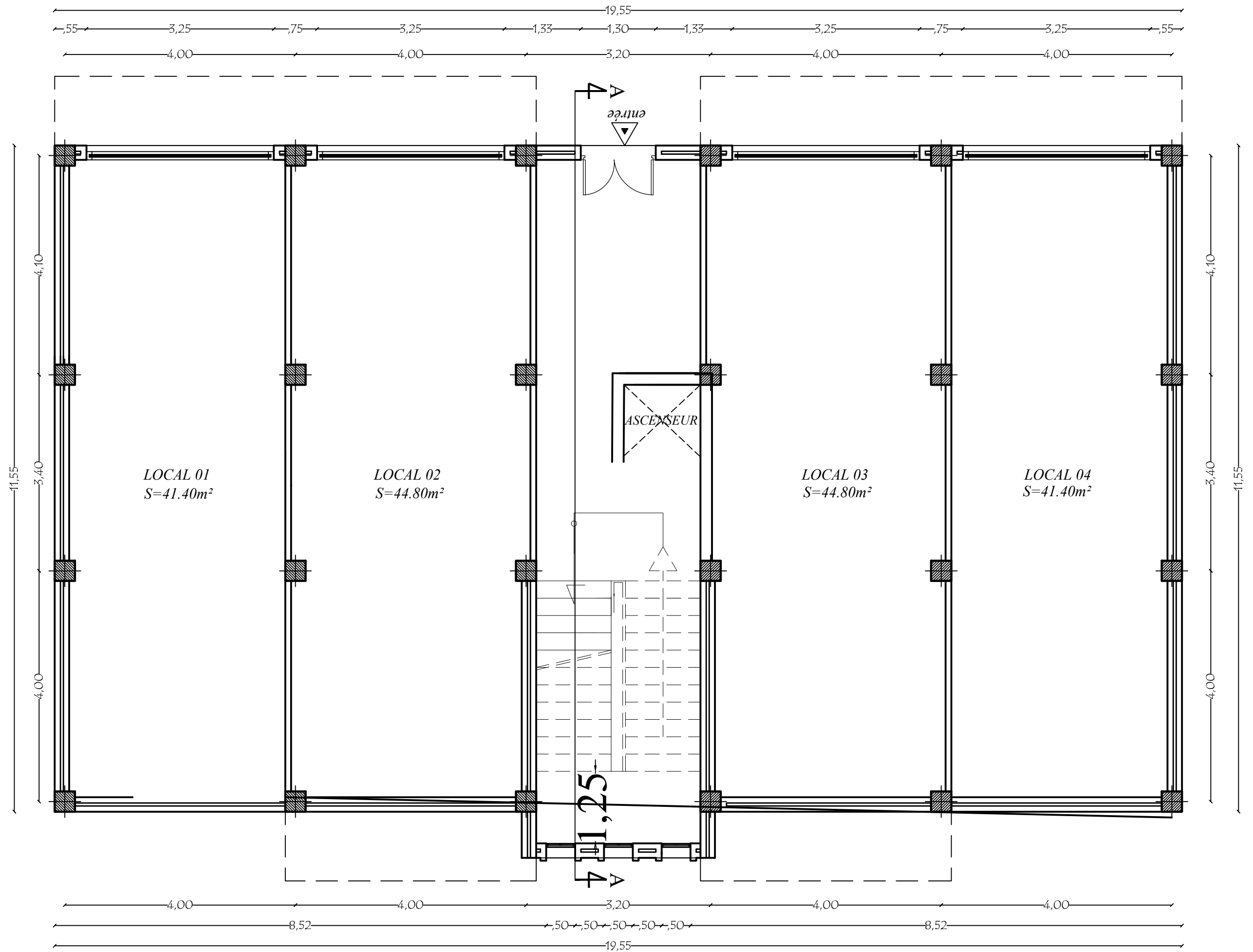
- ETABS 9.7.4.....Analyse des structures
- Autocade 2014 Dessin
- WORD 2007 Traitement de textes
- Excel 2007 calcul
- SOCOTEC BAER ferrailage des éléments



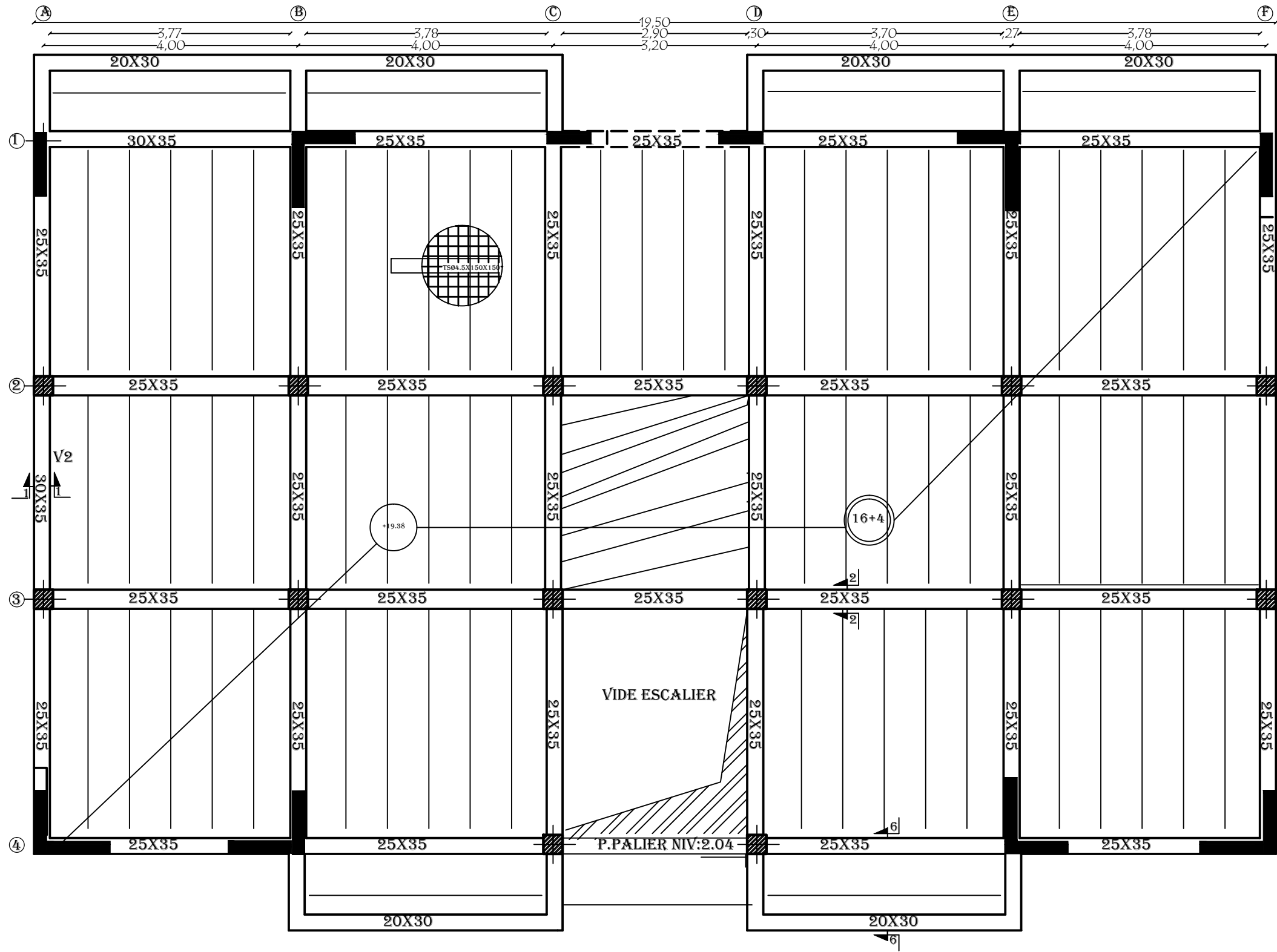
COUPE A-A ; ECHELLE : 1/50



FAÇADE PRINCIPALE



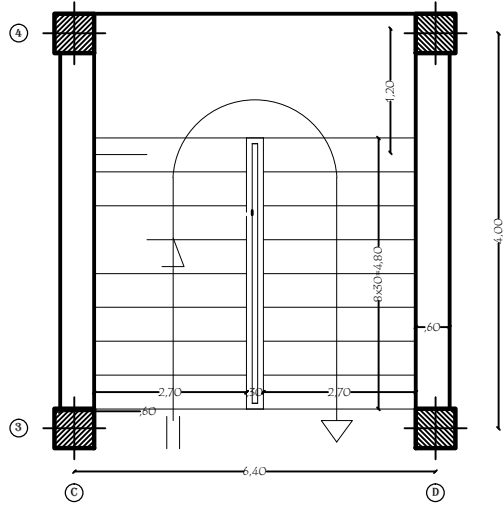
PLAN DU RDC: 1/50



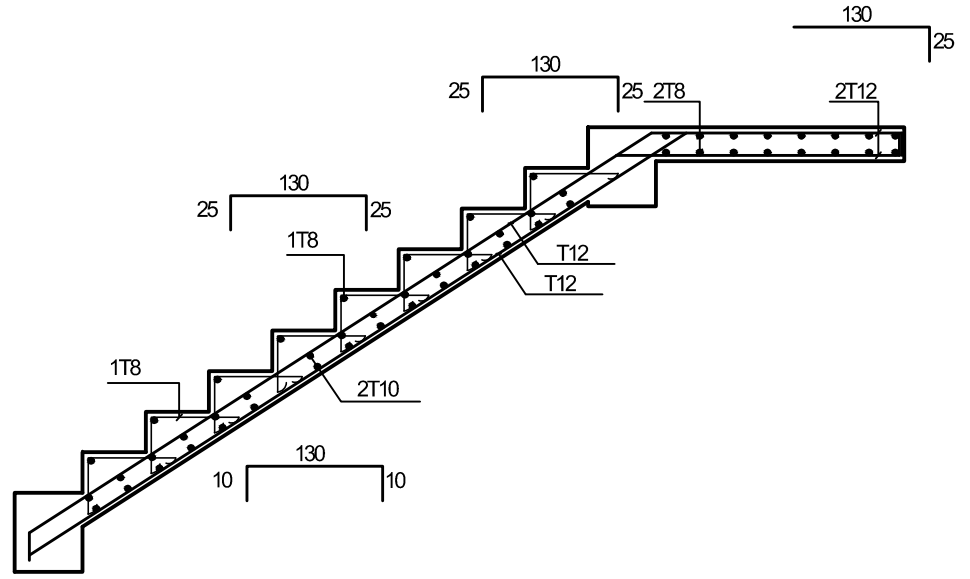
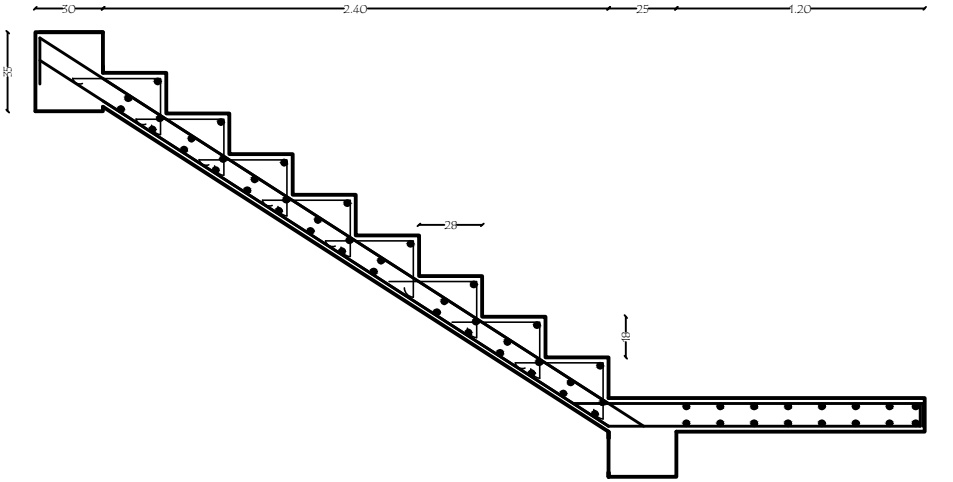
COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX +19.38

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMI MOHAND		Plan Coffrage: NIV + 19.38	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR. MEHLAT M			Echelle: 1/50
			2021-2022

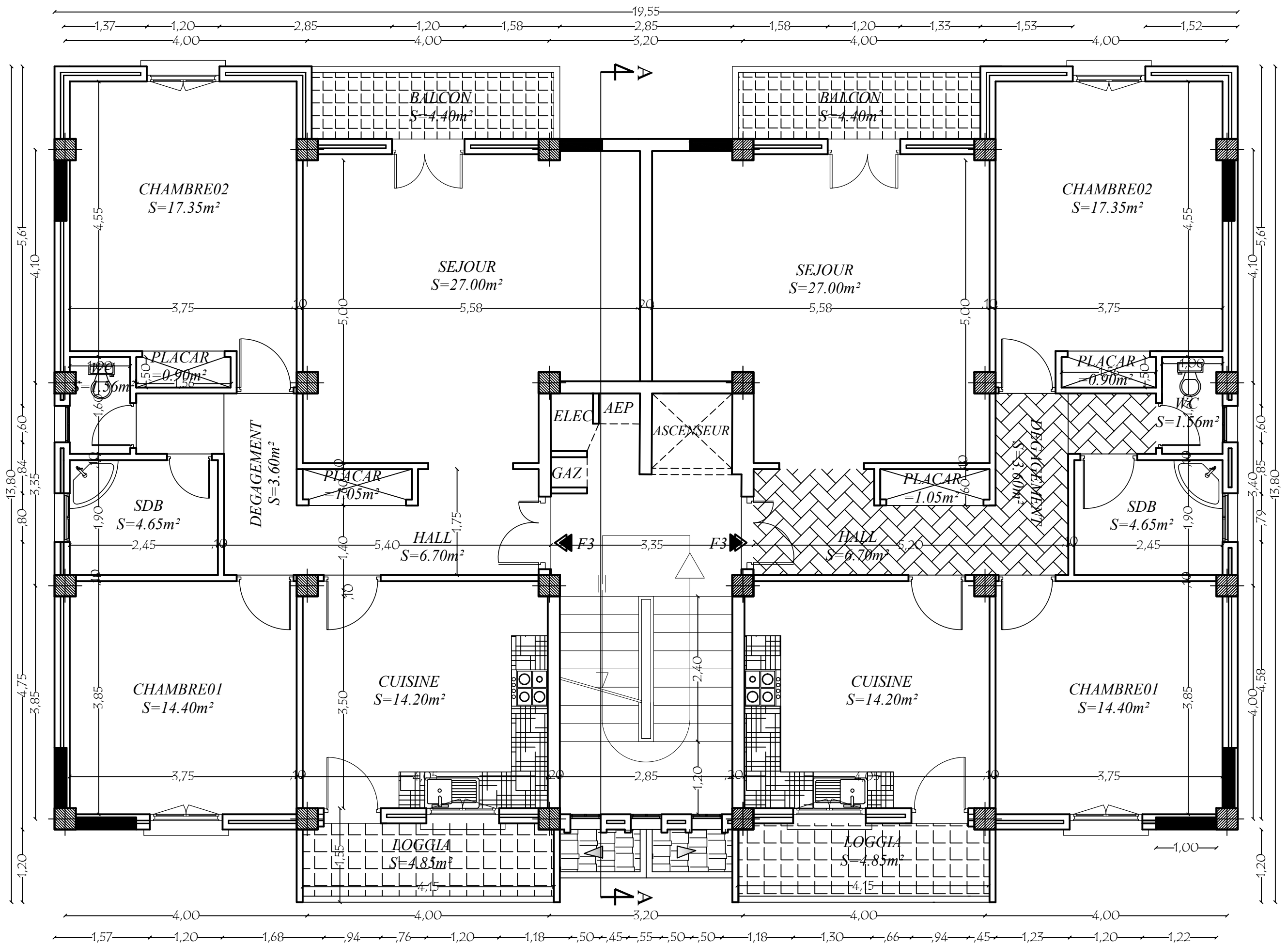
COFFRAGE CAGE D'ESCALIER



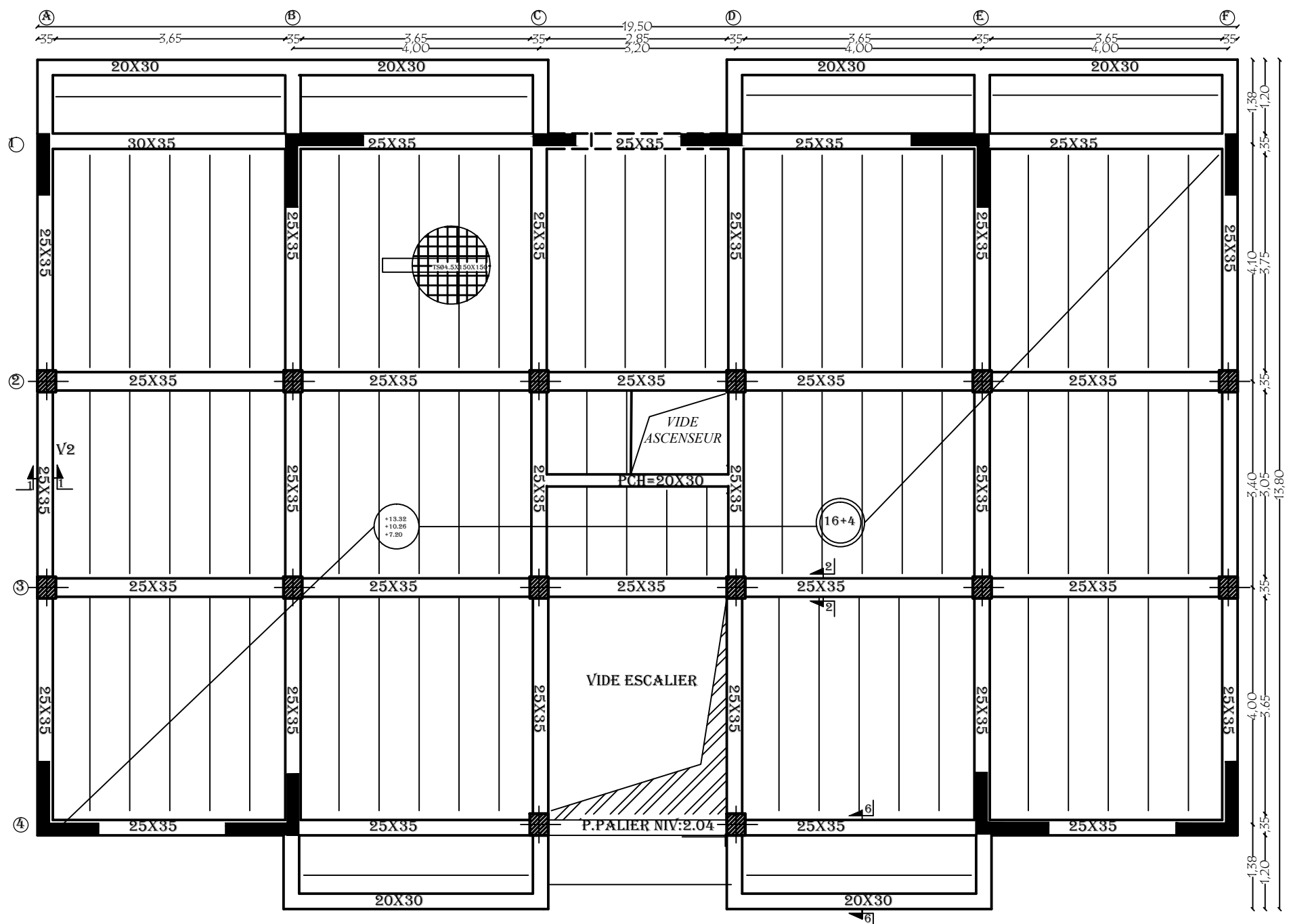
COFFRAGE FERRAILLAGE ESCALIER



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU	Faculté de génie de la construction Département de génie civil
Étudié par: HOUCHEM YOUSSEF HOUCHEM YOUSSEF	Destinataire: Construction à usage d'habitation
Titre: Plan Coffrage/ Ferrailage ESCALIERS	Échelle: 1/20
Dessiné par: MR. MERRI AT M.	2021 - 2022

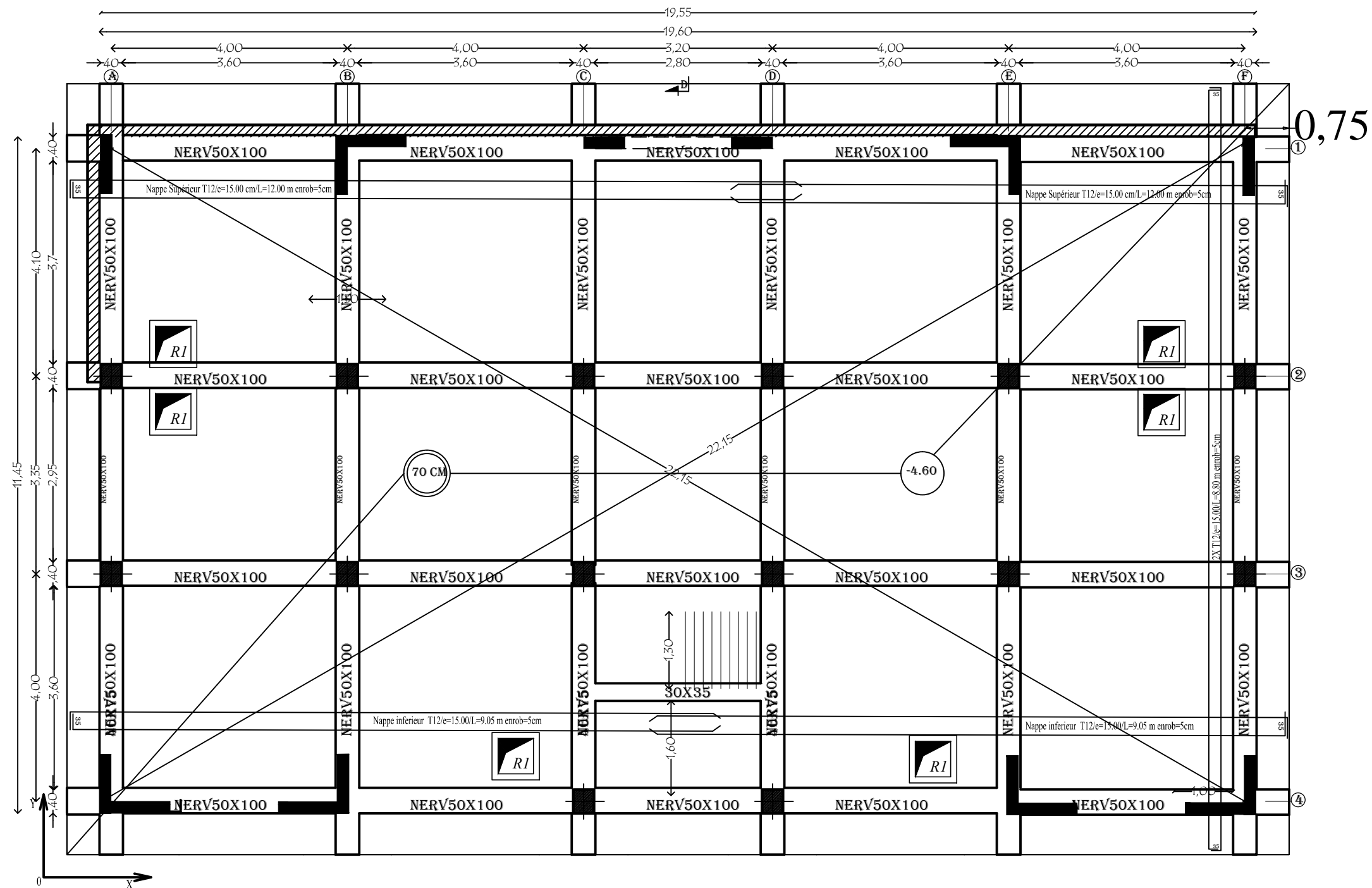


PLAN D'ETAGE COURANT: 1/50



COFFRAGE PLANCHER NIVEAUX +7.14, +10.20+13.26

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL DJINDA TIDMIMT MOHAND	Plan Coffrage: NIV + 7.14+ 10.20+ 13.26	Projet: Construction à usage d'habitation	Echelle: 1/50
Dirigé par: M.MEGHAT M.		2021-2022	



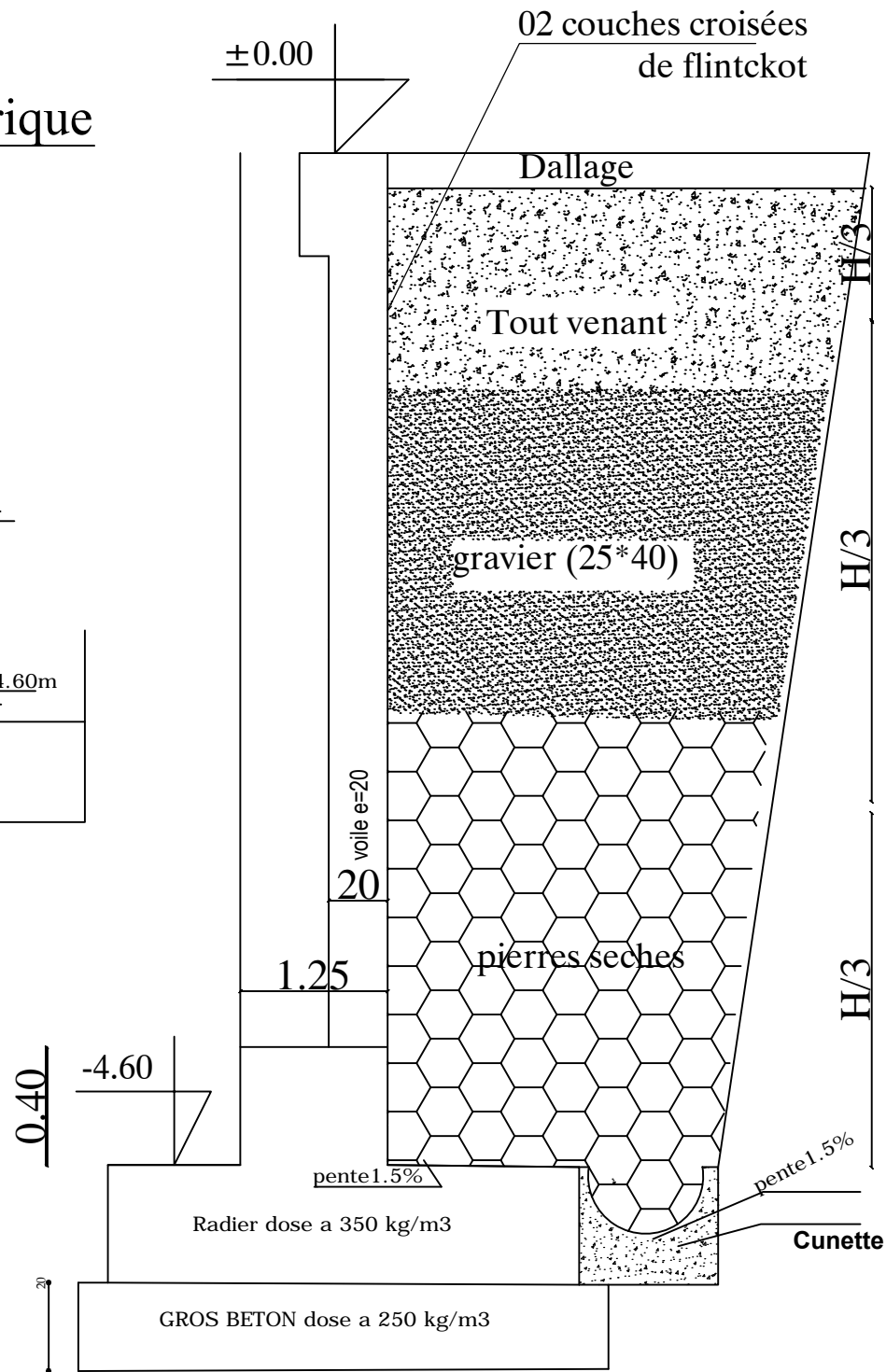
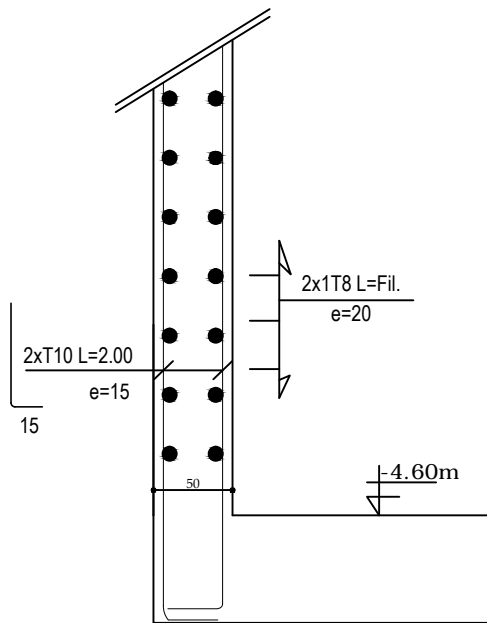
COFFRAGE FERRAILLAGE DES FONDATIONS NIV:-4.60

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMT MOHAND	Plan Coffrage: NIV -4.60	Projet: Construction à usage d'habitation	
Dirigé par: MR.MEGHLAT M		Echelle: 1/50	
		2021-2022	

FERRAILLAGE DU VOILE DETAIL DRAINAGE

Ferr. Voile périphérique

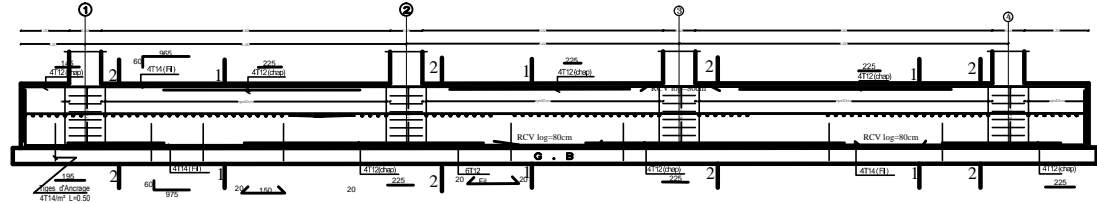
Echelle 1:25



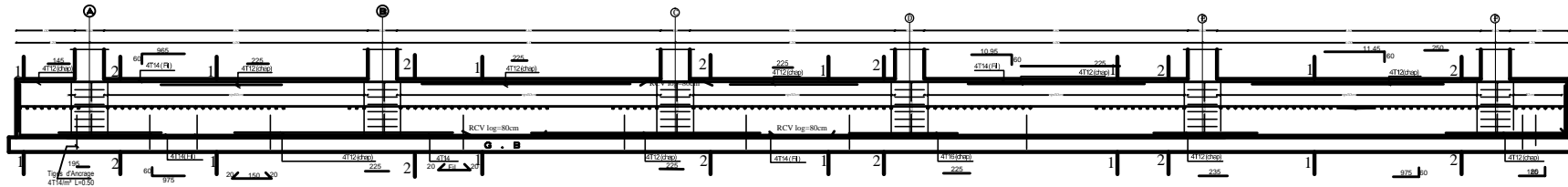
COFF ET FERR DU VOILE INTEGREEE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZ OUIZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Dessiné par: DRAGON SYNDIA TITIMENT MOUMANI		Dessiné: Construction à usage d'habitation	
Date de dess.: 09/05/2022		Plan Coffrage/ Ferrailage DE VOILE PLAQUE	
		Echelle: 1:25 2022	

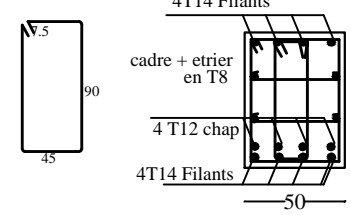
FERRAILLAGE DE LA NERVURE AXES: B DANS LE SENS Y-Y



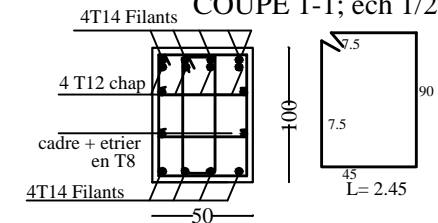
FERRAILLAGE DE LA NERVURE AXES: B DANS LE SENS X-X



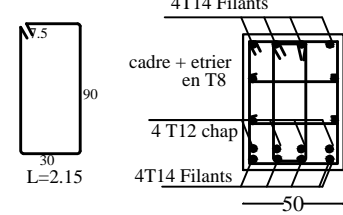
COUPE 2-2 ;ech 1/20



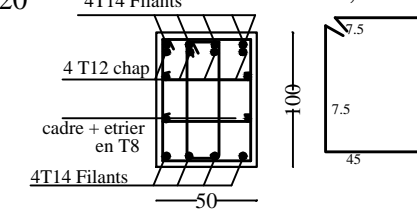
COUPE 1-1; ech 1/20



COUPE 2-2 ;ech 1/20

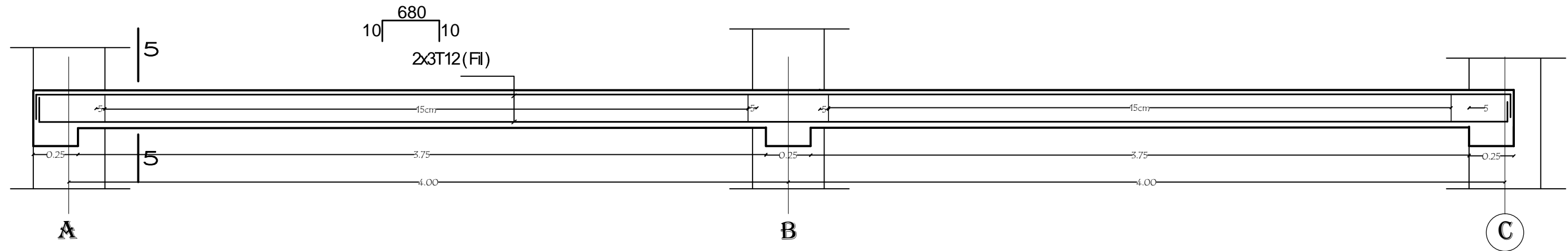


COUPE 1-1 ; ech 1/20

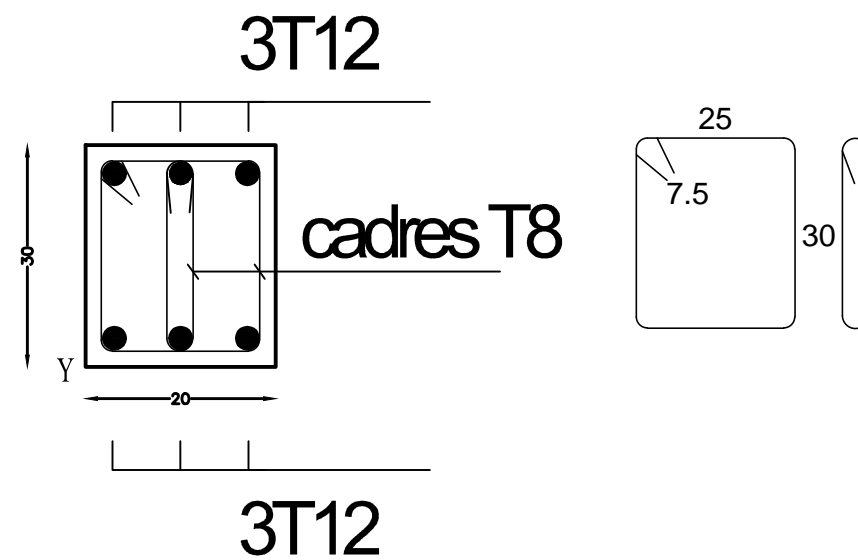


Plan Collage Ferrillage de la Nervure	
Scale	1/20
Author	
Reviewer	
Date	

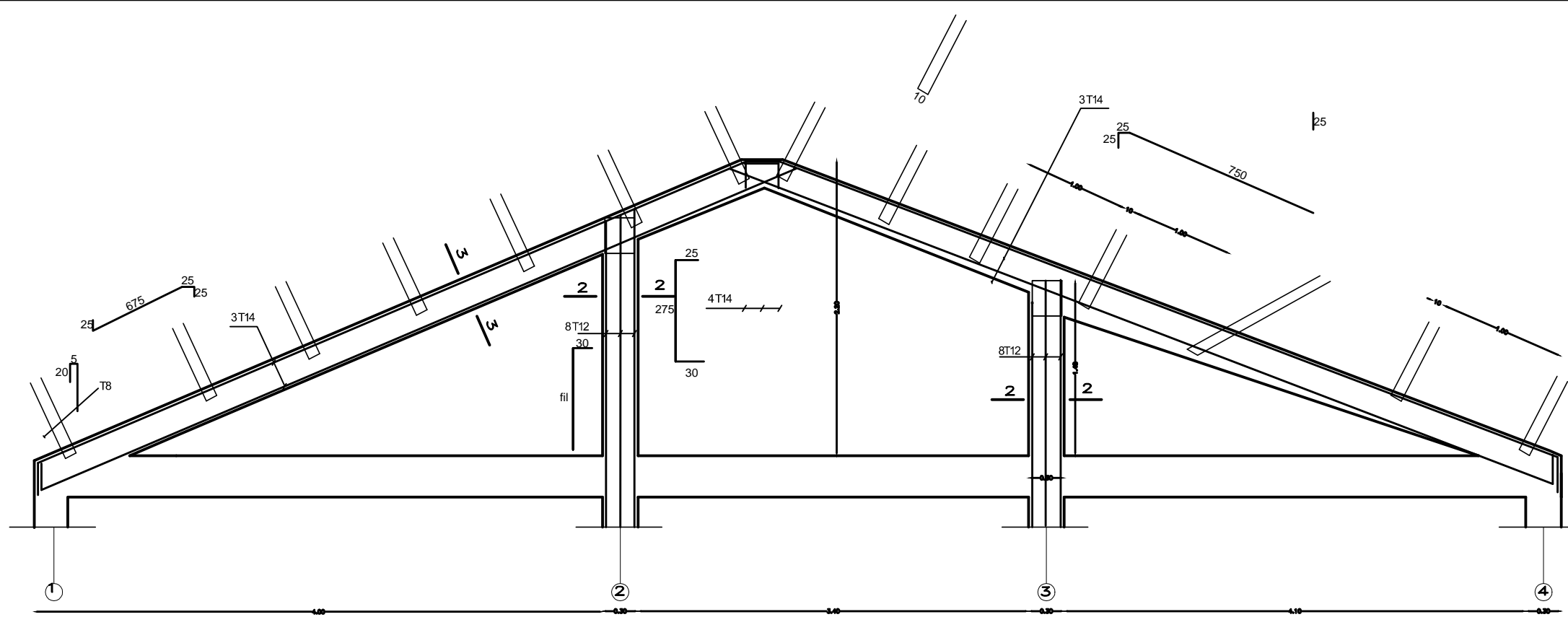
COFFRAGE FERRAILLAGE CHAINAGE



COUPE 5-5



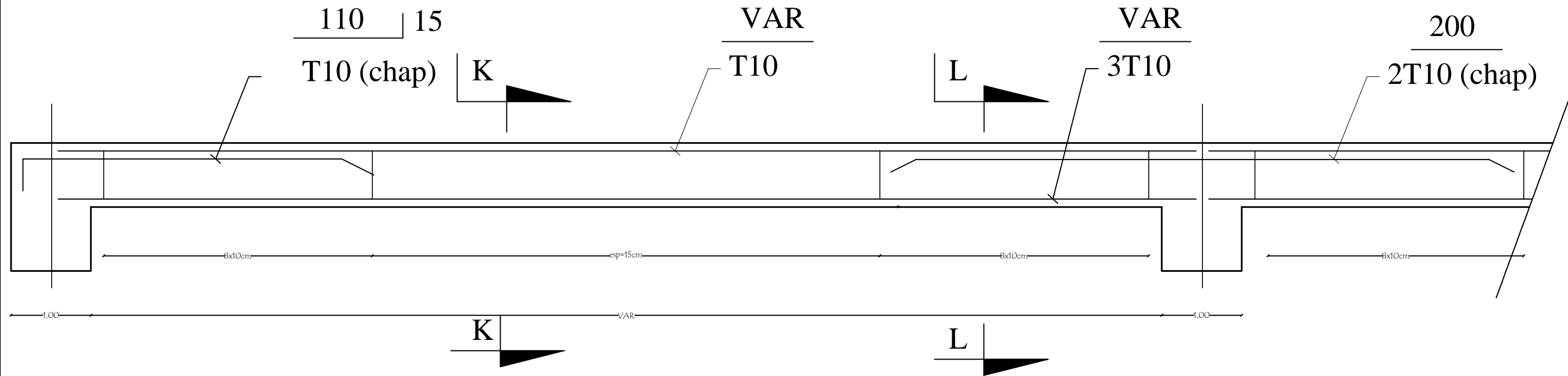
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIANE LYNDIA TIEMMI MORHANI		Plan Coffrage/ Ferrailage DE LA POUTRE DE CHAINAGE	Travail Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR MEGHAY M			Echelle: 1/50
			2021-2022



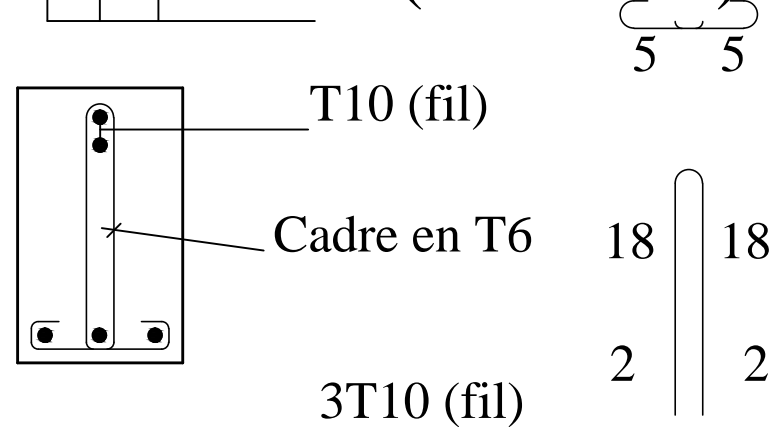
FERRAILLAGE DES FERMES
AXES 1, 2, 3, 4

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Elab. par: HANDEL YOUNA MOUMEL MEGHANNI		Plan Coffrage/ Ferrailage POUTRE DE LA FERME	Objet: Construction à usage d'habitation
Dirige. par: ME. MECHALAYEM			Echelle: 1/50 2021-2022

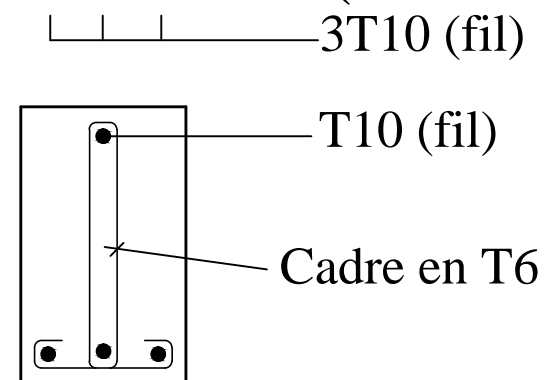
Ferrailage des Poutrelles



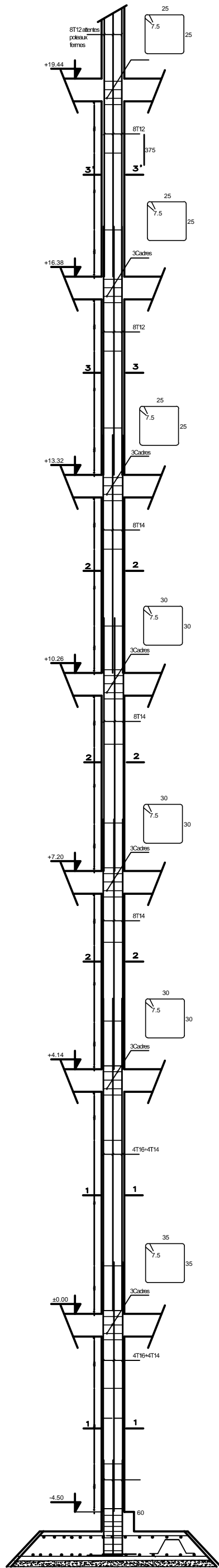
COUPE L-L (Ech:1/20)



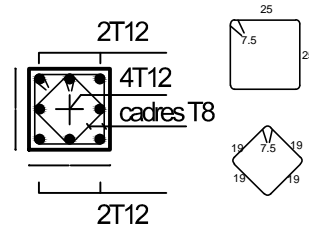
COUPE K-K (Ech:1/20)



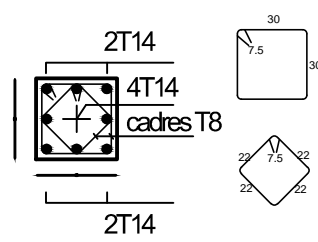
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Étudié par: CHAMEL LYNDIA STHERMIE MOKLAND	Plan Coffrage/ Ferrailage DES POUTRELLES		Travail: Construction à usage d'habitation Echelle: 1/50
Dirigé par: MR. MEHREZ M.			2021-2022



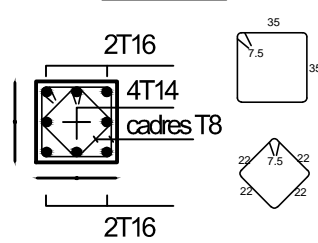
COUPE 3-3



COUPE 2-2



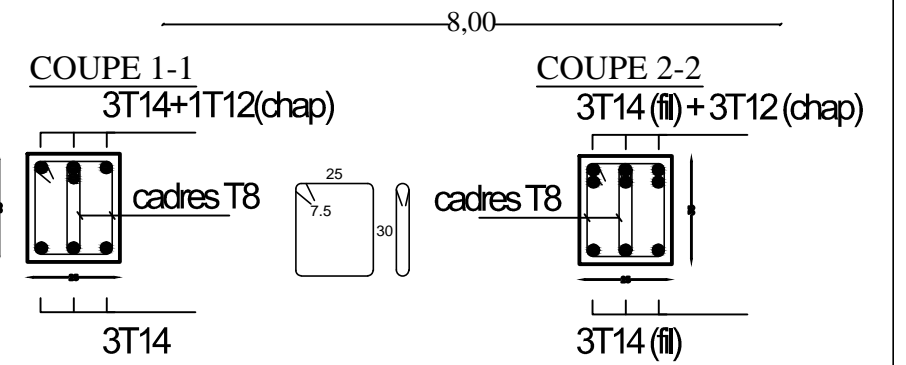
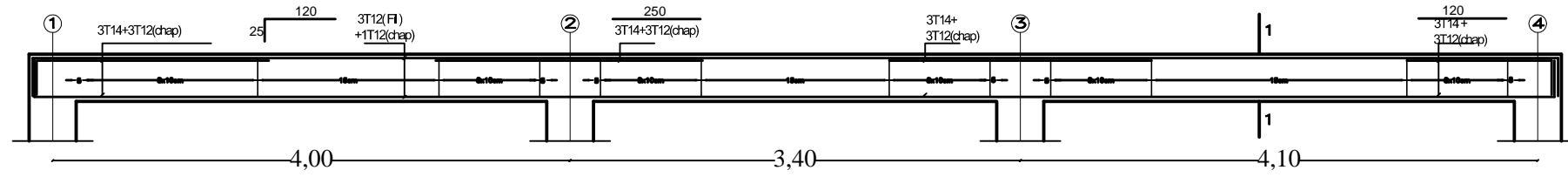
COUPE 1-1



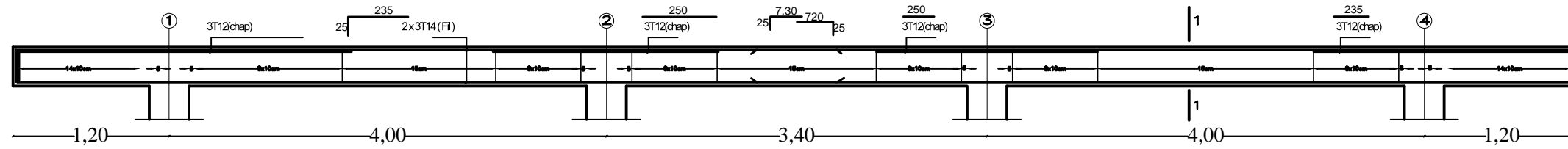
COFFRAGE FERRAILLAGE
DES POTEAUX

Projet	Plan Coffrage Ferrailage des poteaux
Échelle	1/1
État	Final
Autres	

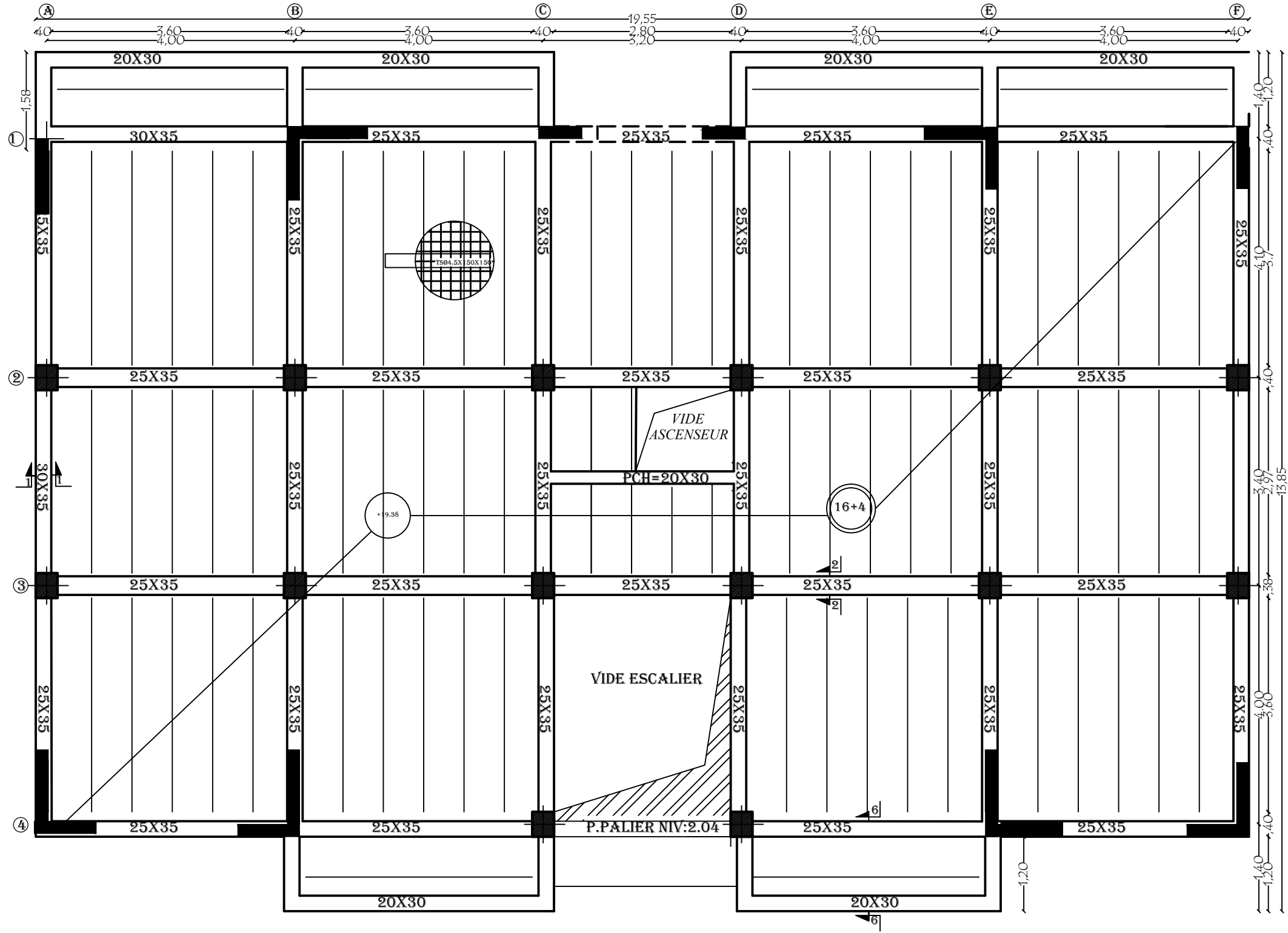
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRICIPALES AXES; 1,2,3,4,5&6 NIVEAU: ±0.00



COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES; 2,3,4&5 NIVEAU: +4.08à+19.38



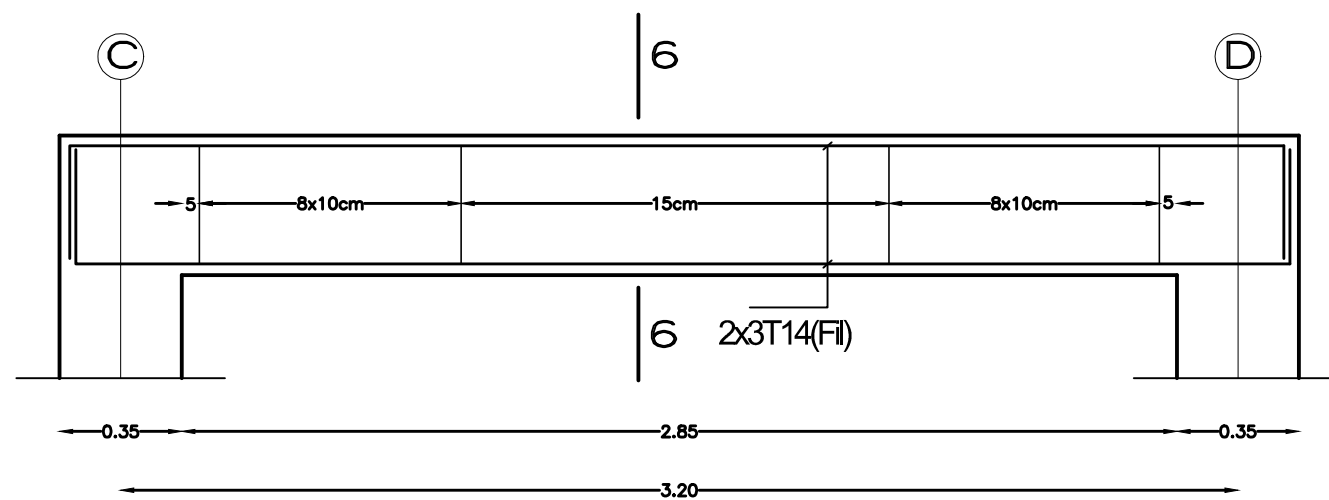
UNIVERSITE MOULOED MAMMERI TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	Plan Construction à usage d'habitation
Étudié par: BENELMANSOUR FACHRE ABRAHIM	Plan Coffrage/ Ferrailage DES POUTRES PRINCIPALES	Échelle: 1/50
Dessiné par: M. MAMMERI ET AL.		2021-2022



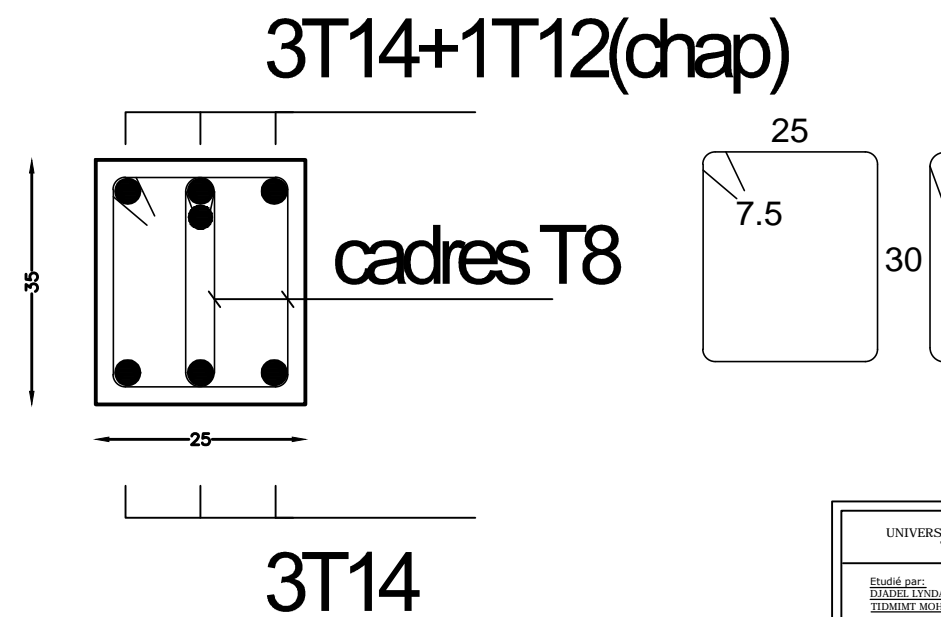
COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +4.08

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMT MOHAND		Plan Coffrage: NIV + 4.08	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR. MEGHILAT M			Echelle: 1/50
			2021-2022

COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PALIERE

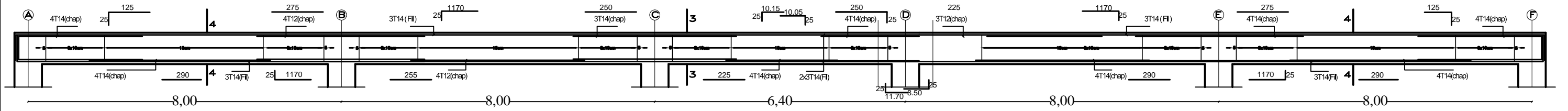


COUPE 6-6

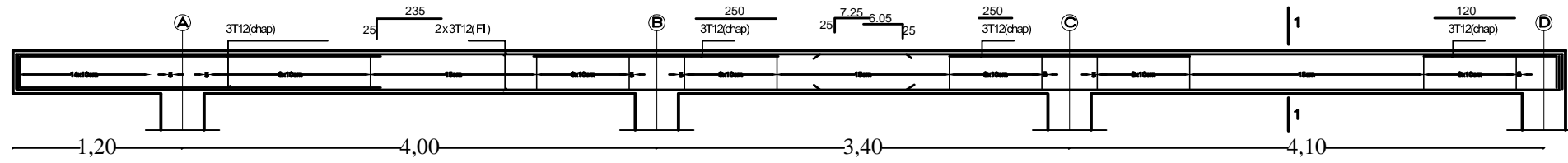


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMI MOHAND		Plan Coffrage/ Ferrailage DE LA POUTRE PALIERE	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR. MEGLHAT M			Echelle: 1/50
			2021-2022

COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES NIVEAU, ±0.00 à +19.38 (AXES; A, B,C&D)

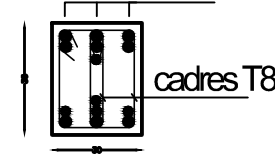


COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES; 1&6 NIVEAU: +4.08à+19.38



COUPE 3-3

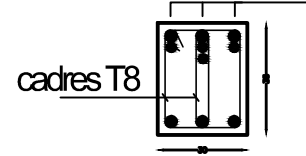
3T14 (fil)+4T14(chap)



3T14(FI)+4T14(chap)

COUPE 4-4

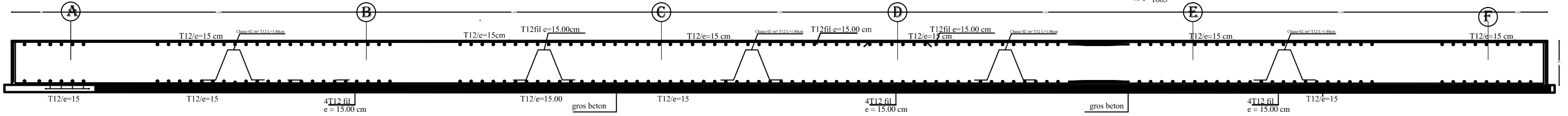
3T14 (fil)+4T14(chap)



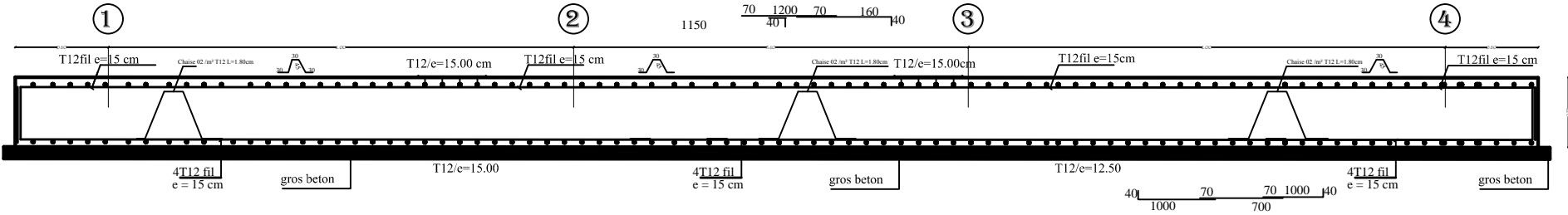
3T14 (fil)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI OUZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Échelle: 1/50		Titre: Construction à usage d'habitation	
Date: 2021		Date: 2021	
Plan Coffrage/ Ferrailage DES POUTRES SECONDAIRES		Échelle: 1/50	

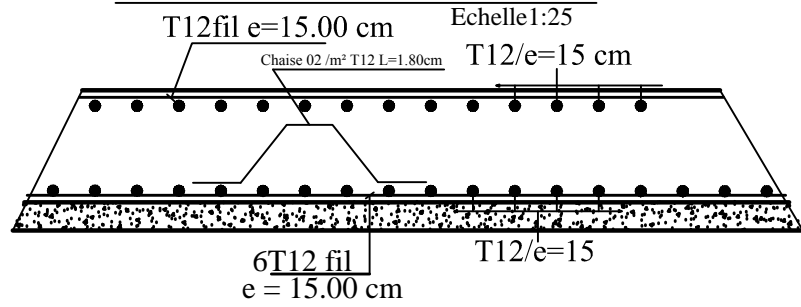
FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS X-X_Echelle1:25



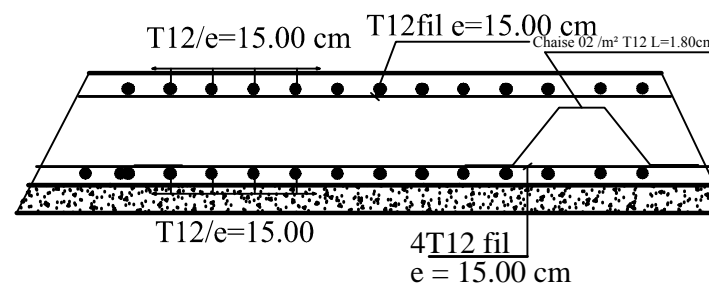
FERRAILLAGE DU RADIER DANS LE SENS Y-Y_Echelle1:25



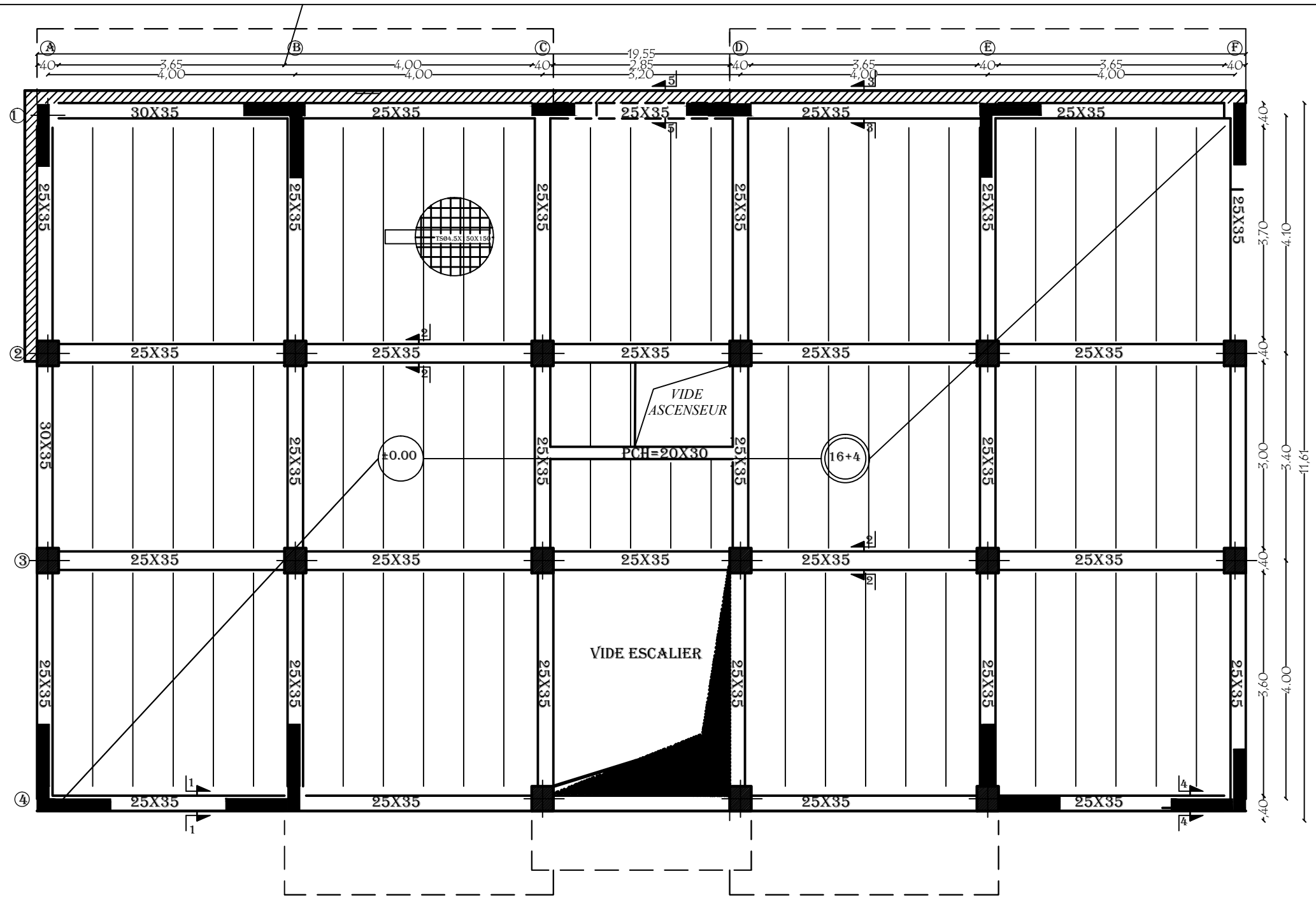
COUPE DU RADIER SUIVANT L'AXE X.X



COUPE DU RADIER SUIVANT L'AXE Y.Y Echelle1:25

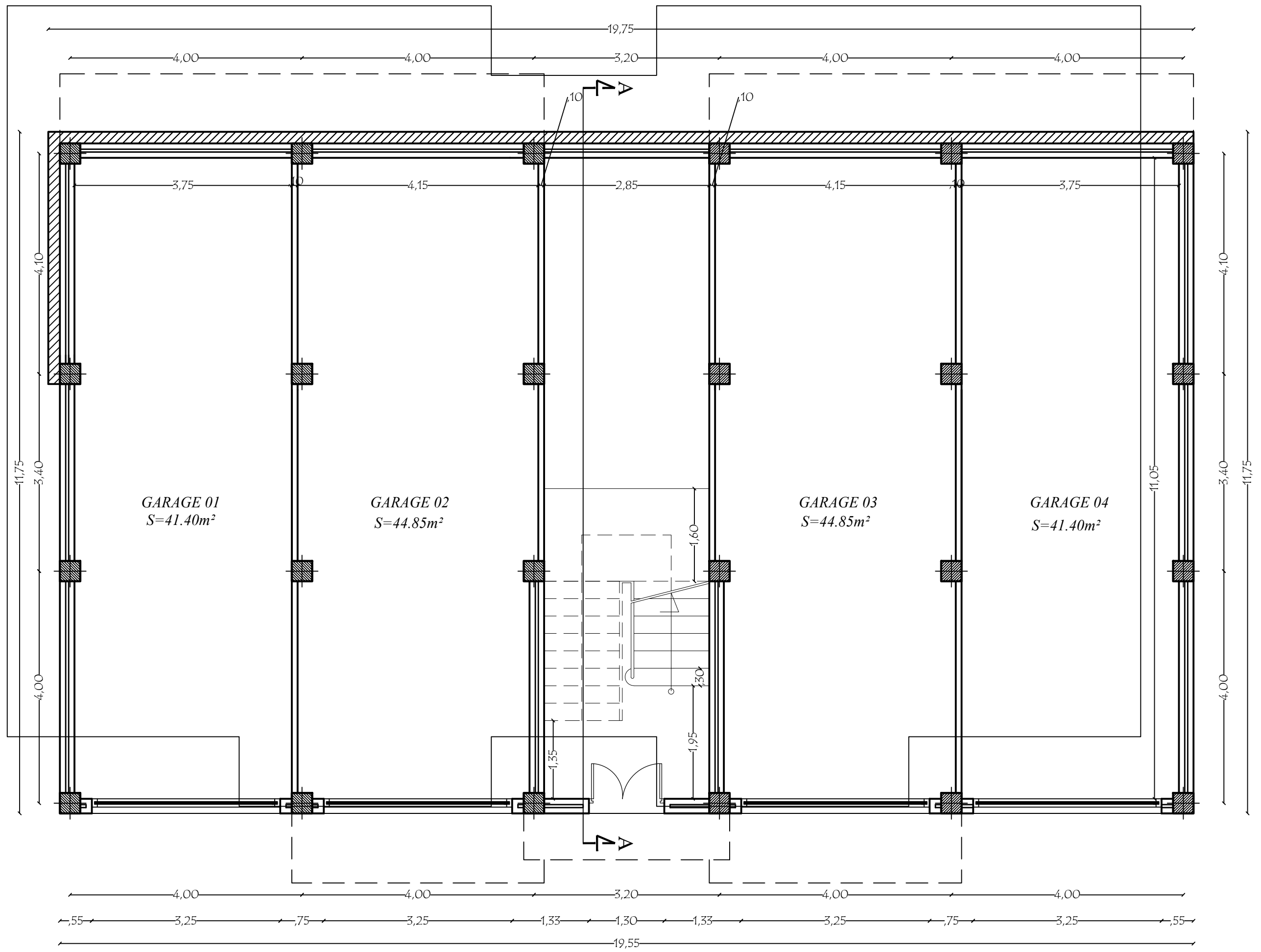


UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA 15000 ORAN	Faculté de Génie des Constructions Département de Génie des Constructions
Matériau: Béton Armature: Acier Date: 2023	Plan Coffrage/ Ferrillage DE RADIER Date: 2023

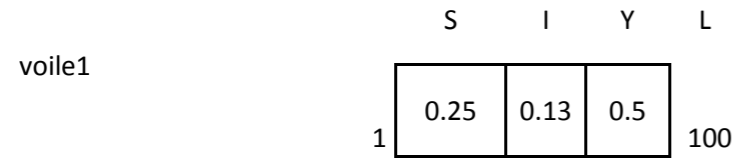


COFFRAGE PLANCHER NIVEAU ±0.00

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMT MOHAND	Plan Coffrage: NIV 0.00	Projet: Construction à usage d'habitation	Echelle: 1/50
Dirigé par: MR. MECHLAT M.		2021-2022	

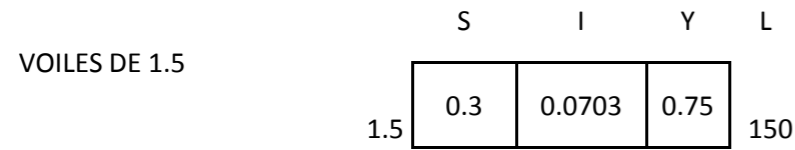


PLAN DU S.SOL: 1/50



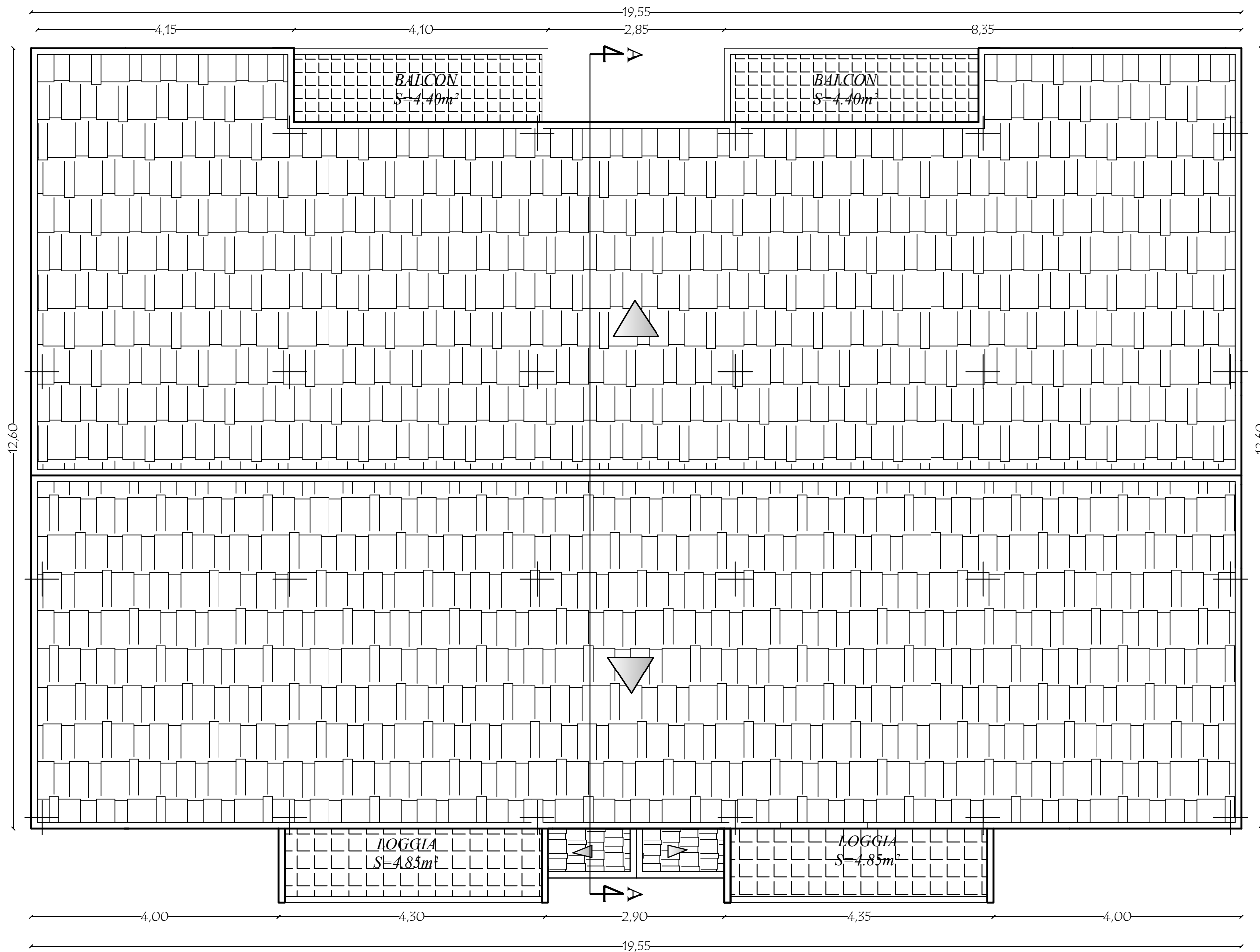
	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1274.22	83.936	33.45	GQEX MIN	-4774.05	-5419.71	0.00	0.00	0.00	1.48	1.48	0.74	7.54	3.77	3.77	6HA 16	12,06	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	8	16	0.684	Condition vérifiée	0.489	Condition vérifiée	6,73	Condition vérifiée
	-531.24	86.129	38.7	08GEX MAX	-1793.69	-2456.23	0.00	0.00	0.00	1.71	1.71	0.86	7.54	3.77														
	-1132.44	399.182	109.98	GQMEY MIN	-2994.44	-6065.08	0.00	0.00	0.00	4.87	4.87	2.43	7.54	3.77														
Zone II	-770.5	21.034	13.06	ELU	-3001.10	-3162.90	0.00	0.00	0.00	0.58	0.58	0.29	7.54	3.77	3.77	6HA 14	9,23	5 HA 12	5.65	4 ep HA 8	8	16	0.483	Condition vérifiée	0.345	Condition vérifiée	5,55	Condition vérifiée
	81.35	84.449	41.34	08GEX MAX	650.20	0.60	1.00	81.28	2.34	1.83	4.16	2.08	7.54	3.77														
	-751.38	172.117	77.64	GQMEX MIN	-2343.53	-3667.51	0.00	0.00	0.00	3.44	3.44	1.72	7.54	3.77														
Zone III	-346.39	44.439	26.11	ELU	-1214.64	-1556.48	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	0.58	7.54	3.77	3.77	6HA14	9,23	5 HA12	5.65	4 ep HA 8	8	16	1.354	Condition vérifiée	0.967	Condition vérifiée	2.520	Condition vérifiée
	91.04	78.598	38.34	08GEX MAX	666.46	61.86	1.00	83.31	2.39	1.70	4.09	2.05	7.54	3.77														
	-115.96	168.971	217.619	GQMEX MIN	186.05	-1113.73	0.86	19.93	0.57	9.63	10.20	5.10	7.54	3.77														

Tableau V.3.2 : ferrailage des voiles longitudinaux.

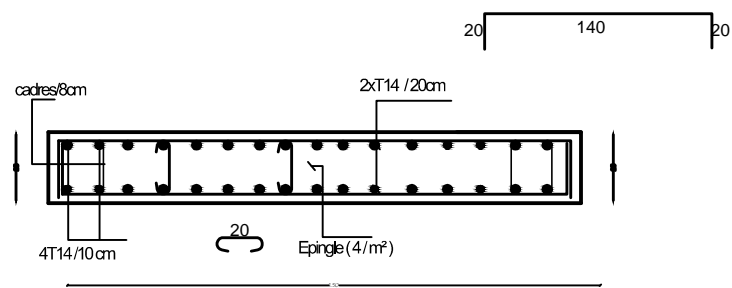
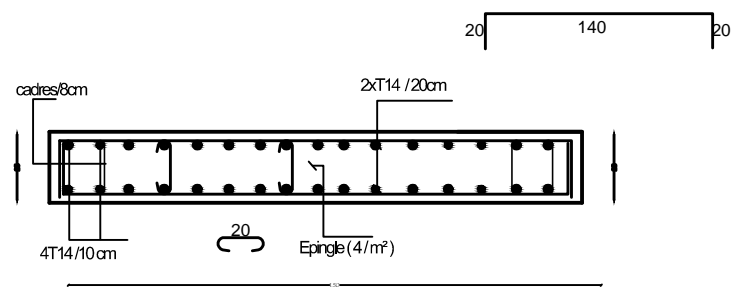
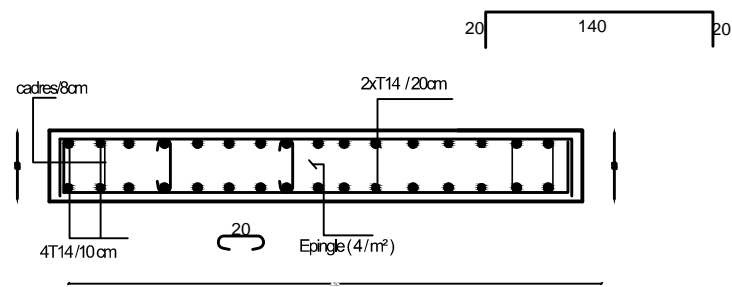
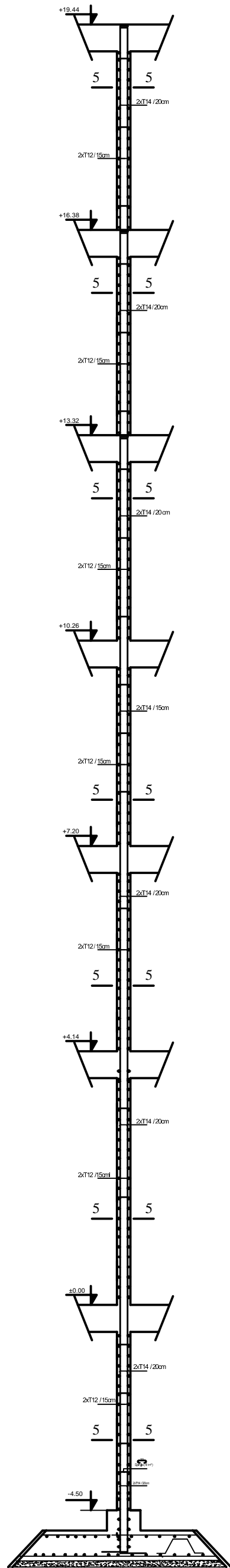


	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions							
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1437.36	177.166	73.56	ELU	-	-6681.31	0	0.00	3.26	3.26	1.63	11.31	5.66	5.66	8HA1 4	12,31	5 HA12	5.65	4 ep HA 8	10	20	0.513	Condition vérifiée	0.367	Condition vérifiée	3,71	Condition vérifiée	
	531.24	86.129	38.7	08GMEX MAX	2689.67	851.93	1.50	403.45	11.59	1.71	13.31	6.65	11.31															5.66
	24.31	686.627	123.72	GQMEY MIN	7406.36	-7244.29	0.74	549.33	15.79	3.40	19.19	9.59	11.31															5.66
Zone II	-791.99	37.067	12.02	ELU	-	-3035.42	0	0.00	0.53	0.53	0.27	11.31	5.66	5.66	8HA1 4	12,31	5 HA12	5.65	4 ep HA 8	10	20	0.357	Condition vérifiée	0.255	Condition vérifiée	0,73	Condition vérifiée	
	81.35	84.449	41.34	08GMEX MAX	1172.12	-629.78	0.52	61.45	1.77	1.83	3.60	1.80	11.31															5.66
	-504.43	211.583	86.09	GQMEY MIN	575.85	-3938.72	1.31	75.36	2.17	3.27	5.43	2.72	11.31															5.66
Zone III	-378.23	0.162	6.18	ELU	-	-1262.49	0	0.00	0.27	0.27	0.14	11.31	5.66	5.66	8HA1 4	12,31	5 HA12	5.65	4 ep HA 8	10	20	0.125	Condition vérifiée	0.087	Condition vérifiée	0,316	Condition vérifiée	
	45.21	58.984	1.92	08GMEX MAX	779.97	-478.57	0.57	44.49	1.16	0.08	1.24	0.62	11.31															5.66
	-340.95	119.409	30.12	GQMEY MIN	137.42	-2410.42	1.42	19.50	0.56	1.33	1.89	0.95	11.31															5.66

Tableau V.3.3 : ferrailage des voiles transversaux

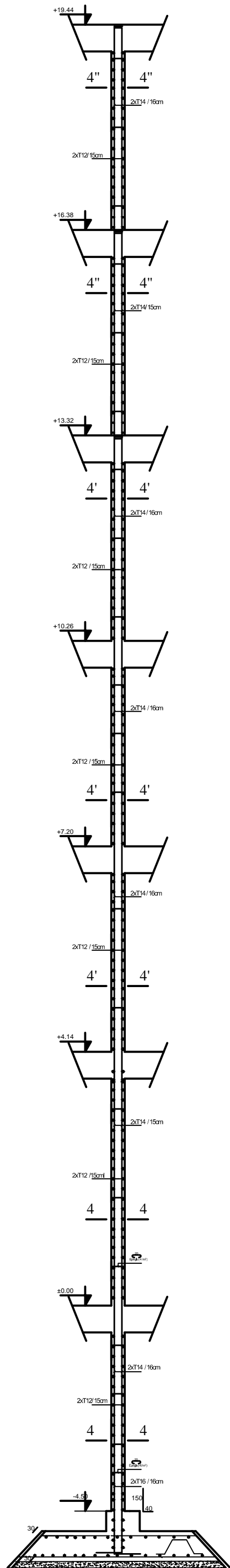


PLAN DU TOITURE : 1/50



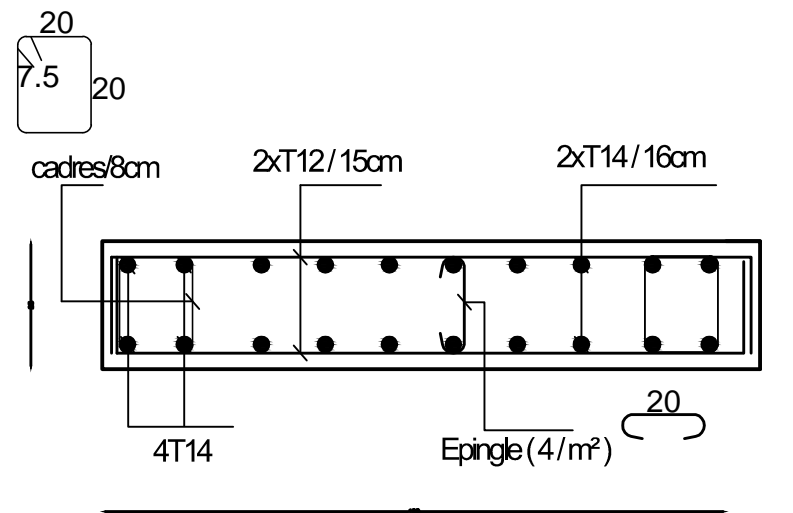
COFFRAGE FERRAILLAGE
VOILES V2(1.50m)

UNIVERSITÉ MOULOUA SAMBURI BOUAKRA	Faculté de génie et de technologies Département de génie civil
Nom: _____ Prénom: _____ Matricule: _____	Date: _____ Page: _____
Plan Coffrage/ Ferrailage DES VOILES DE 1.5M	

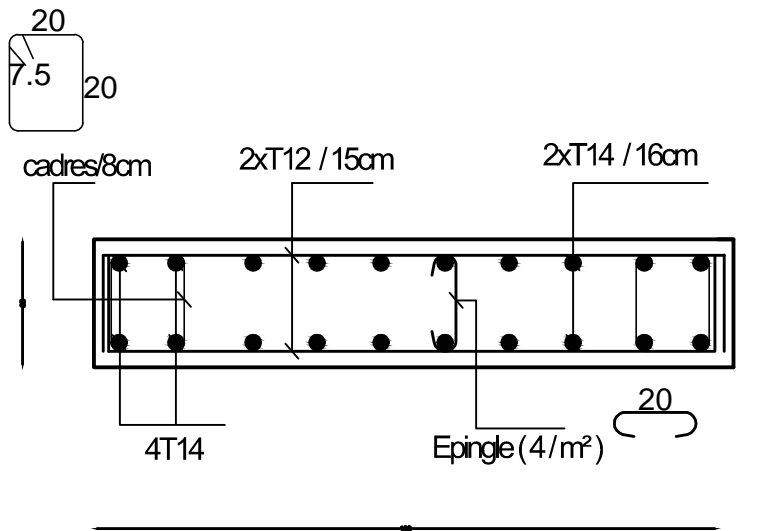


COFFRAGE FERRAILLAGE
VOILES V1, (1.00m)

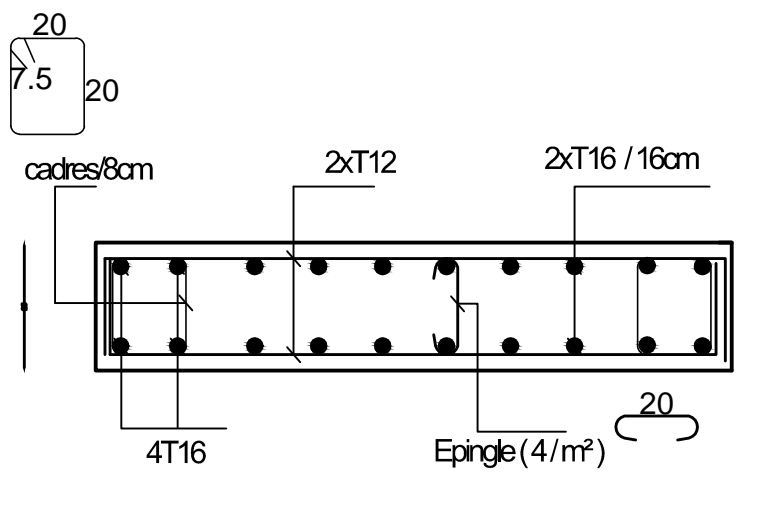
COUPE 4''-4''

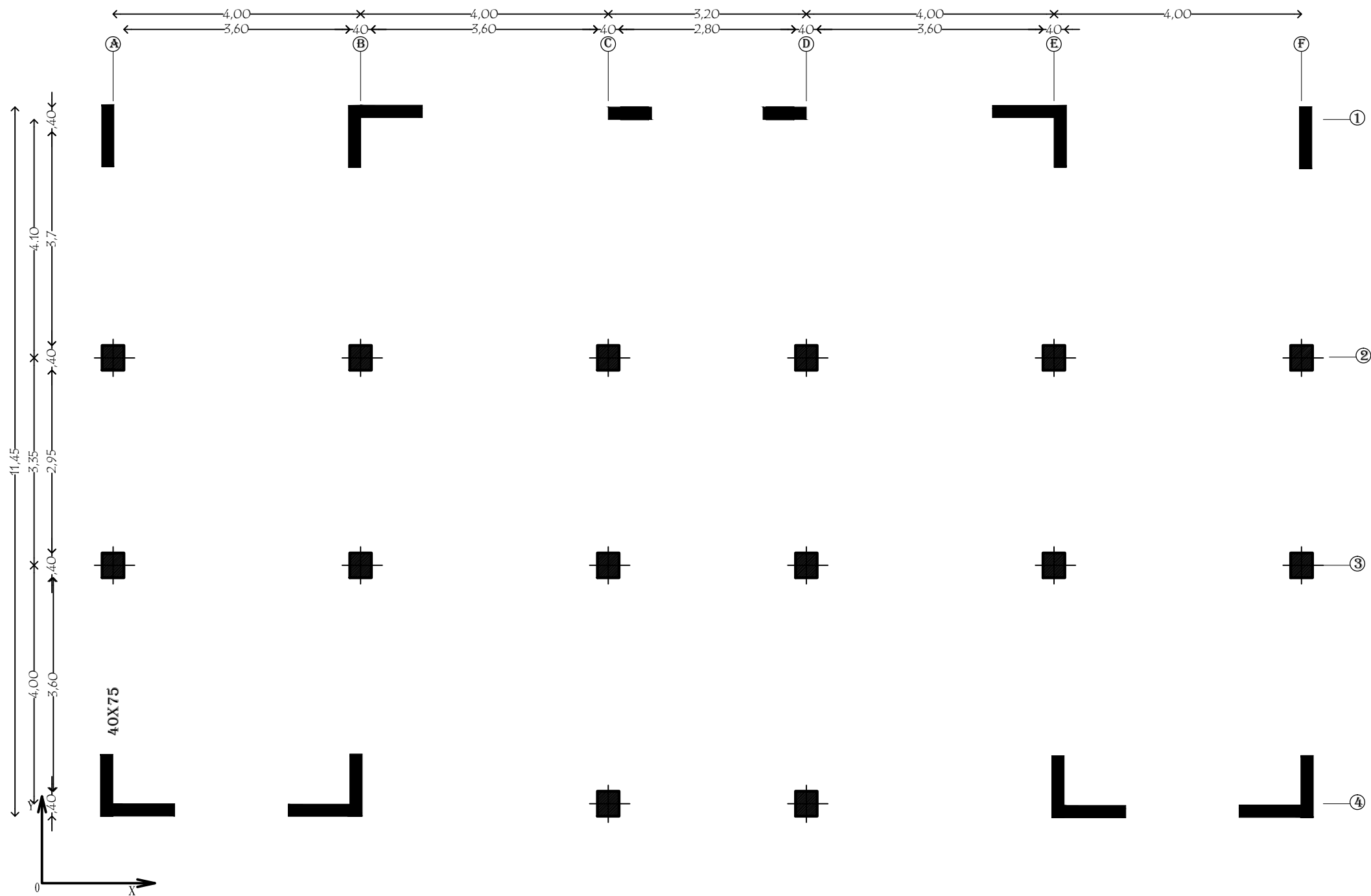


COUPE 4'-4'



COUPE 4-4





IMPLANTATION DES VOILES NIV:-4.60

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: DIADEL LYNDIA TIDMIMT MOHAND		Plan D4IMPLANTATION DES VOILES	Projet: Construction à usage d'habitation
Dirigé par: MR.MEGHLAT.M			Echelle: 1/50
		2021-2022	