

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil



Memoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil
Option : Construction civile et industrielle

Thème

*Étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commercial avec
un système de contreventement mixte*

Dirigé par :
Mme : BAIDI. F

Étudié par
Melle : KHIF Lilia.
Melle.:IDDOU Cylia.

Année universitaire 2020-2021

Remerciements

Nous voulons tout d'abord adresser toute notre gratitude à notre promotrice, Madame **BAIDI F**, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons aussi à exprimer notre reconnaissance aux membres du jury, qui nous ferons l'honneur et le privilège d'évaluer ce modeste travail.

Nos remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement tout au long de notre cursus universitaire notamment Messieurs BEN YAHI Karim et MEGHLAT Mehdi.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

DEDICACES

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

Mes chers frères et sœur (Yacine, Ilyas, fairouze) pour leurs grands amours et leurs soutiens, qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude, que dieu garde notre fraternité pour toujours.

Mes très chers tantes et oncles (Djamila, warda, Safia, Malika, Hakim, Moussa, Aïssa, Zohra, Ourida, Sadek ,)

A mes amis(es) et proches (Said, Sofiane, Hanane, Tinhinane, Salim, Lounis, Nadia, Kahina, Aziz, Sara, Boussad) qui sans leurs encouragements ce travail n'aura jamais vu le jour.

A mes chères amies Linda, Liza et Kenza

Ainsi toute la promotion CCI 2020/2021.

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

KHIF Lilia

DEDICACES

Je dédie ce mémoire à :

Mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices.

Ma famille proche pour leurs grands amours et leurs soutiens.

A mes chères camarades pour leurs encouragements et aides.

Ainsi toute la promotion M2 CCI 2020/2021.

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

IDDOU Cylia

Table des matières

Plan d'architecture de l'ouvrage.

- ❖ Façade principale
- ❖ Coupe A-A
- ❖ Plan RDC
- ❖ Plan d'étage courant
- ❖ Plan d'étage terrasse

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	01
I.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance	01
I.3 Réglementations utilisées	01
I.4 Caractéristiques géométriques.....	01
a. En élévation	
b. En plan	
I.5 Eléments composant la structure.....	02
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.7 Protection des armatures	11
I.8 Conclusion.....	11

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Pré-dimensionnement du plancher (En corps creux)	12
II.1.1 Les planchers	12
II.2 pré-dimensionnement des poutres.....	13
II.2.1 Poutres principales (Porteuse)	
II.2.2 Poutres secondaires	
II.3 Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux	16
II.4.1 Détermination des charges et surcharges	17
II.5 pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.5.1 Descente de charge.....	23
II.6 Loi de dégression.....	25
➤ Vérifications des sections selon le RPA 2003	
➤ Vérification au flambement	

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1 L'escalier.....	29
III.1.1 Dimensionnement.....	29
III.1.2 Détermination des charges et surcharges.....	31
III.1.3 Calcul des efforts internes.....	33
III.1.4 Calcul des armatures.....	36
III.2 La poutre palière.....	45
III.2.1 Pré-dimensionnement	45
III.2.2 Détermination des charges et surcharges.....	46
III.2.3 Combinaisons de charges.....	46
III.2.4 Calcul à l'ELU.....	46
III.2.5 Vérification à l'ELU.....	48
III.2.6 Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)	50
III.2.7 Calcul à l'ELS.....	51
III.2.8 Vérification à l'ELS.....	52
III.3 Etude de la poutre de chaînage	54
III.3.1 Pré-dimensionnement.....	54
III.3.2 Evaluation des charges et des surcharges	55
III.3.3 Combinaisons des charges.....	55
III.3.4 Calcul à l'ELU.....	55
III.3.5 Calcul des efforts internes.....	56
III.3.6 Vérification à L'ELU	58
III.3.7 Vérification à L'ELS	60
III.4 Salle machine	64
III.4.1 Dimensionnement.....	64
III.4.2 Détermination des sollicitations.....	65
III.4.2.1 Moments engendrés par le système de levage.....	65
III.4.2.2 Calcul des moments fléchissant.....	66
III.4.3. Calcul des armatures.....	68
III.4.4 Vérifications à l'ELU	68
III.4.5 Vérifications à l'ELS.....	70
III.5 Les planchers	73
III.5.1 Plancher en corps creux	73
III.5.1.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	73
III.5.2 Etude des poutrelles	74
III.5.2.1 Dimensionnement des poutrelles	74
III.5.2.2 Détermination des sollicitations et combinaisons de charge	76
III.5.2.3 Détermination des efforts internes.....	76
III.5.2.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	78
III.5.2.5 Calcul des armatures	89
III.5.3 Vérification à l'ELU	91
III.5.4 Vérification à l'ELS	94

III.6 Balcon	100
III.6.1 Détermination des charges et surcharges.....	101
III.6.2 Combinaisons de charges.....	101
III.6.3 Calcul à l'ELU	101
III.6.4 Calcul des armatures	102
III.6.5 Vérifications à l'ELU.....	102
III.6.6 Vérifications à l'ELS.....	104
III.7 L'acrotère.....	108
III.7.1 Dimensions	108
III.7.2 Chargement	108
III.7.3 Détermination des sollicitations.....	108
III.7.4 Vérification de l'acrotère au séisme.....	109
III.7.5 Combinaison des Charges.....	109
III.7.6 Calcul à l'ELU	110
III.7.7 Vérifications à l'ELU	111
III.7.8 Vérification des contraintes à l'ELS	113

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS.

IV.1 Généralités sur le logiciel	115
IV.2. Etapes de modélisation.....	115

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA 99 modifiée 2003.

V.1 Introduction.....	136
1 Justification du système de contreventement	136
2.a vérification vis-à-vis des sollicitations normales	141
2.b Nombre de modes a considérer	142
3. Stabilité au renversement.....	143
4.a Vérification de l'effort tranchant a la base	144
4.b Estimation de la période fondamentale de la structure	145
5 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ	148
6 Justification vis-à-vis des déformations	150
7 Vérification de l'excentricité.....	152

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 Les poteaux	154
VI.1.1 Introduction.....	154
VII.1.2 Recommandations du RPA 99/2003 (Article 7.5.2).....	154
VII.1.3 ferrailage des poteaux.....	156

- a. Armatures longitudinales

➤ Vérification a l'ELU.....	158
b. Armatures transversales	
➤ Vérification a l'ELS	160
VI.2 Les poutres	164
VI.2.1 Introduction.	164
VI.2.2 Recommandation du RPA 99/2003 (Art 7.4.2).....	164
VI.2.3 Calcul des armatures.....	165
a. Armatures longitudinales	
b. Armatures transversales	
VI.2.4 Vérification a l'ELU	170
VI.2.5 Vérification a l'ELS	173
VI.3 Les Voiles.....	175
VI.3.1 Introduction	175
VI.3.2 Combinaison d'action.....	175
VI.3.3 Comportement d'un voile	175
VI.3.4 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.....	175
VI.3.5 Calcul des armatures	176
VI.3.6 Vérifications.....	178

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1. Introduction	190
VII.2. Choix du type de fondations	190
VII.2.1. Semelles isolées	190
VII.2.2 Semelles filantes	191
VII.2.3. Radier général	194
VII.2.3.1 Pré-dimensionnement.....	194
VII.2.3.2 Détermination de la surface du radier	195
VII.2.3.3 Détermination des sollicitations à la base du radier	196
VII.2.3.4. Vérifications	197
VII.3 Ferrailage du radier	200
VII.3.1 Ferrailage de la dalle du radier	200
VII.3.2 Vérifications à l'ELU	202
VII.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS	203
VII.3.4 Ferrailage du débord.....	204
VII.3.5 Ferrailage des nervures	211
VII. 3.6 Vérifications à l'ELU	211
VII.3.7 Vérification à l'ELS	212
Conclusion	
Conclusion générale	

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1: Détermination du poids propre des planchers terrasse.....	17
Tableau II-2 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).....	18
Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher dalle salle machine (dalle pleine).....	19
Tableau II.4 Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (dalle pleine).....	20
Tableau II.5 : Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage terrasse).....	21
Tableau II.6: Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage courant).....	21
Tableau II.7 : Charges revenant aux murs extérieurs.....	22
Tableau II.8 : Charges revenant aux murs intérieurs.....	22
Tableau II.9: détermination des surcharges d'exploitations d'après (DTR BC.22)[4].	23
Tableau II.10 Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	25
Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charges.....	26

Chapitre III : Étude des éléments non structuraux

Tableau III.1.1 : détermination du poids propre de la volée.....	31
Tableau III.1.2 Détermination du poids propre du palier.....	32
Tableau III.4.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.....	68

Chapitre V : Vérification aux exigences de RPA

Tableau V.1 : Charges horizontales EX reprise par les portiques et les voiles.....	139
Tableau V.2: Charges horizontales EY reprise par les portiques et les voiles.....	140
Tableau V.3: Charges verticales reprise par les portiques et les voiles.....	140
Tableau V.4: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).....	141
Tableau V.5 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.....	142
Tableau V.6: Valeurs de $(\epsilon\%)$	145
Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.....	146
Tableau V.8: valeurs des pénalités P_q	147
Tableau V.9: Vérification des effets P- Δ dans les deux sens.....	149
Tableau V.10 : récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions.....	151
Tableau V.11: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.....	152
Tableau V.12: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.....	153

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.....	154
Tableau VI.1.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.....	157
Tableau VI.1.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.....	159
Tableau VI.1.4: Vérification des contraintes.....	160
Tableau VI.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	161
Tableau VI.1.6: Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	162
Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.....	165
Tableau VI.2.2: ferrailage des poutres principales.....	168
Tableau VI.2.3: ferrailage des poutres secondaires.....	168
Tableau VI.2.4: calcul des armatures transversales à l'ELU.....	169
Tableau VI.2.5: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	170
Tableau VI.2.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.....	173
Tableau VI.2.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.....	173
Tableau VI.3.1 : Détermination du ferrailage des voiles « VL1 ».....	182
Tableau VI.3.2: Détermination du ferrailage des voiles « VT1.1 ».....	184
Tableau VI.3.3: Détermination du ferrailage des voiles « VT2 ».....	185
Tableau VI.3.4: Détermination du ferrailage des voiles « VT2.2 ».....	187
Tableau VI.3.5 : Détermination du ferrailage des voiles « VL2 ».....	188

Chapitre VII : l'étude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.....	191
Tableau VII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.....	192
Tableau VII.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	202
Tableau VII.4: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	203
Tableau VII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.....	206
Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.....	207
Tableau VII.7 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	210
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	212

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Eléments d'un plancher corps creux.....	03
Figure I.2 : Eléments dalle pleine.....	03
Figure I.3 : murs intérieurs et extérieurs.....	04
Figure I.4: Eléments composant un escalier droit.....	05
Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	07
Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	08

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	12
Figure II.2 : Coupe du voile en élévation.....	15
Figure II.3 : Les différents types des voiles.....	15
Figure II.4 : coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible).....	17
Figure II.5 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.....	18
Figure II.6 : Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible).....	19
Figure II.7: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (E_3).....	23

Chapitre III : Étude des éléments non structuraux.

Figure III.1.1: Terminologie d'un escalier.....	29
Figure III.1.2 : schéma statique de l'escalier.....	30
Figure III.1.3 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.....	33
Figure III.1.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELU...36	
Figure III.1.5: Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.....	39
Figure III.1.6 :Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELS...41	
Figure III.1.7 : Schéma statique de calcul.....	42
Figure III.1.8 : Plan de ferrailage de l'escalier.....	44
Figure III.2 .1 : schéma statique de calcul.....	45
Figure III.2 .2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	47
Figure III.2 .3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	51
Figure III.2 .4: Plan de ferrailage de la poutre palière.....	53
Figure III.3.1 : Dimensions de la poutre chaînage.....	54
Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul poutre chaînage à L'ELU.....	55
Figure III.3.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	57
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.....	61
Figure III.3.5 : Plan de ferrailage de la poutre de chaînage.....	63
Figure III.4.1 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.....	64

Figure III.4.2 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine.....	72
Figure III.5.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	73
Figure III.5.2 : Treillis soudées de (5×200×5× 200) mm ²	74
Figure III.5.3 : Dimensions de la section en Té.....	75
Figure III.5.4 : Schématisation des portées successives.....	77
Figure III.5.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1 ^{er} type).....	85
Figure III.5.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2 ^{ème} type).....	88
Figure III.5.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3 ^{ème} type).....	89
Figure III.5.8 : dimensions de la section en Te.....	90
Figure III.5.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée).....	90
Figure III.5.10 : coupe schématique de la poutrelle (appuis).....	91
Figure III.5.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (1 ^{er} type).....	96
Figure III.5.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2 ^{ème} type).....	97
Figure III.5.13 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (3 ^{ème} type).....	98
Figure III.6.1 : Coupe transversale du balcon.....	101
Figure III.6.2 : Schéma statique de calcul du balcon a L'ELU.....	102
Figure III.6.3 : Schéma statique de calcul du balcon a L'ELS.....	104
Figure III.6.4 : Plan de ferrailage du balcon.....	107
Figure III.7.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	108
Figure III.7.2 : Schémas statiques de l'acrotère.....	109
Figure III.7.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	110
Figure III.7.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.....	114

Chapitre IV : Modélisation et présentation de logiciel ETABS

Figure IV.1 : Vue en 3D.....	133
Figure IV.2 : Vue en plan.....	134
Figure IV.3 : vue en élévation.....	135

Chapitre VII : l'étude de l'infrastructure.

Figure VII.1 Schéma statique du débord.....	204
Figure VII.2 : Diagramme des Moments fléchissant.....	207
Figure VII.3 : Diagramme des efforts tranchants.....	208
Figure VII.4 : Diagramme des moments fléchissant.....	208
Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant.....	209
Figure VII.6 : Diagramme effort tranchant.....	209
Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant.....	210

Introduction générale :

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à des grandes activités et risques sismiques.

Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la fiabilité de l'ouvrage.

Le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique ; la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales sont principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière (pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux aux même temps). C'est pour cela le respect des règles parasismique est un impératif lors de la conception et le dimensionnement d'une structure en béton armé. On ne peut empêcher un séisme de survenir, la seule solution à ce problème réside dans la construction parasismique ; car la construction parasismique est le meilleur moyen pour se protéger des séismes.

Le but assigné à notre projet de fin d'étude est de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'une structure en béton armé constituée d'un rez-de-chaussée et de sept étages à usage d'habitation et commercial, un calcul statique et une étude dynamique et sismique seront effectués afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par **le RPA 99 /version 2003 [1]** et **DTR-BC-22 [4]** ainsi que le **BAEL91/révisé 99. [2]**

Ce mémoire est constitué des parties suivantes :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, calcul des éléments
- Le quatrième chapitre, modélisation de la structure.
- Le cinquième chapitre, vérification RPA
- le sixième chapitre, ferrailage des éléments
- le septième chapitre, l'étude des fondations.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

chapitre I : presentation de l'ouvrage

Introduction

Ce premier chapitre a pour but la présentation globale de notre ouvrage avec ses caractéristiques et ses éléments constitutifs, leurs caractéristiques mécaniques, la zone d'implantation, les caractéristiques du sol ainsi que la réglementation utilisée.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un immeuble (RDC+ 7) à usage d'habitation et commercial.

Ce bâtiment sera implanté à BOGHNI wilaya de TIZI OUZOU, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) (Annexe I du RPA 99 / version 2003) [1].

I.2 Classification de l'ouvrage selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés.

Selon le RPA99/version 2003 [1], l'ouvrage est un bâtiment d'habitation collective dont la Hauteur ne dépasse pas les 48 m donc il est classé dans le groupe 2.

I.3 Réglementation utilisée

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003) [1].
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99) [2].
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99) [3].
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation.

I.4 Caractéristiques géométriques

Les dimensions de l'ouvrage sont :

a. En élévation :

- La hauteur totale de bâtiment : 25.50m
- La hauteur du RDC : 4.08 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m

b. En plan :

- La longueur de bâtiment : 29.80m
- La largeur de bâtiment : 16m

I.5 Éléments composant la structure

- **Ossature du bâtiment**

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré conjointement par deux types :

a) Contreventement par portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- 1-Transmettre directement les efforts aux fondations.
- 2-Reprendre les charges et surcharges verticales.

b) Contreventement par voiles

Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- 1-Le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- 2- La stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

- **Les planchers**

Un plancher est un élément porteur horizontal qui délimite sur la verticale l'espace occupé par une construction (séparation d'étages). Parmi les principales fonctions que remplit un plancher, on peut citer :

- Support des charges verticales (permanentes et d'exploitation).
- Transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- Liaison des éléments structuraux verticaux ce qui contribue à une amélioration de leur stabilité et rigidité globales.
- Ecran isolant entre les étages : acoustique et thermique.

➤ **Choix du type de dalle**

- Un plancher à dalle pleine coulé sur place pour les balcons, cage d'ascenseur, cage d'escalier.
- Un plancher à corps creux pour rez-de-chaussée et les étages courants.

a) **Plancher à corps creux**

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
 - plancher relativement léger.
 - isolation thermique améliorée.

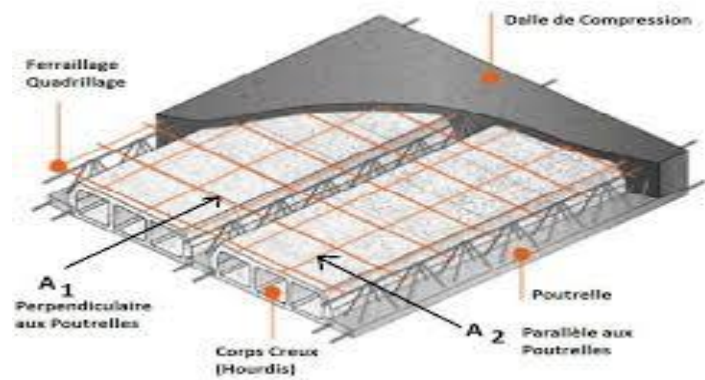


Figure I.1 : Eléments d'un plancher corps creux.

b) Plancher en dalle pleine

La dalle pleine est une plaque en béton armé qui peut reposer sur des appuis constitués par des poutres ou voiles. Elle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrillage des dalles.

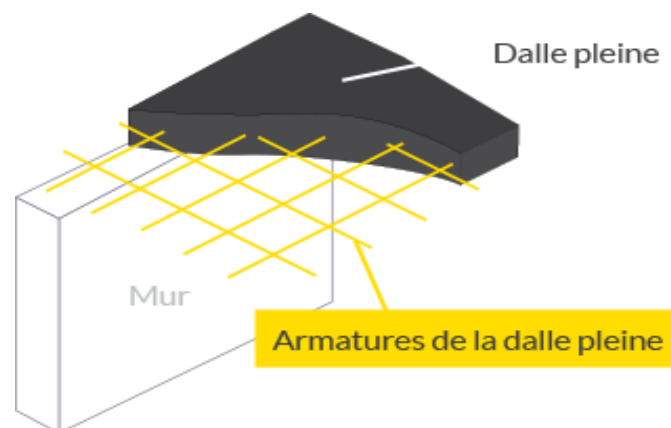


Figure I.2 : Eléments dalle pleine.

- **Maçonnerie**
 - **Murs extérieurs (remplissage):** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm.

- **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

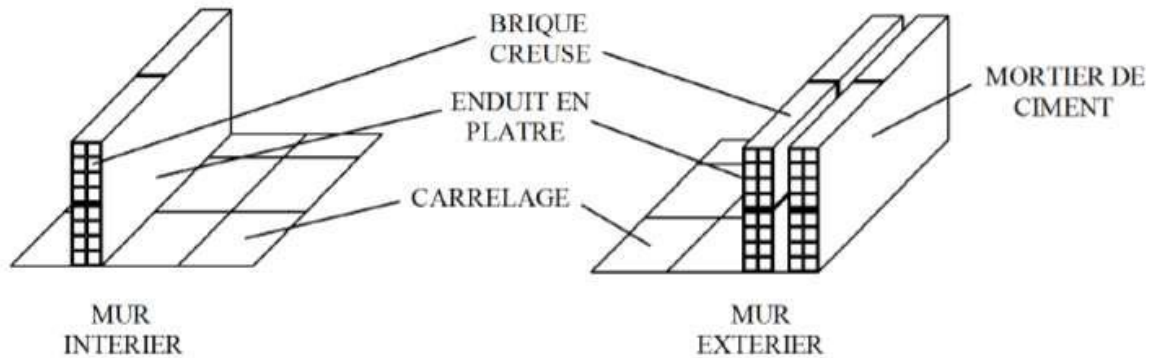


Figure I.3 : murs intérieurs et extérieurs.

- **Revêtements**

- **Revêtement horizontal :** En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.
- **Revêtement vertical :** En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

- **Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en Corps creux.

- **Acrotère**

Dans notre structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé coulé sur place de 0.6m de hauteur, il joue un rôle de sécurité et garde de corps en cas des travaux et aussi pour protéger le gravier contre la poussée du vent.

- **Cage d'ascenseur**

La structure comporte deux cages d'ascenseur dont la dalle est coulée sur place.

- **Coffrage**

Le coffrage est une structure provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton armé sa forme définitive répondant aux exigences architecturales les plus diverses.

- **Escalier**

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder d'un étage a un autre, Il existe plusieurs types d'escaliers en béton armée tel que : les escaliers droites, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc.

Notre ouvrage possède un seul type d'escalier (escalier droit constituée d'une paillasse et de deux paliers de repos).

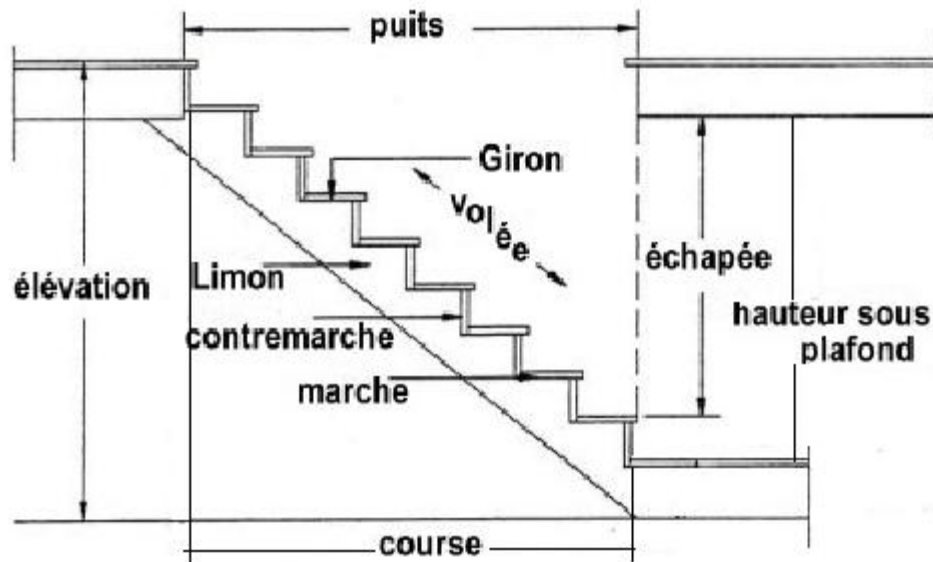


Figure I.4: Eléments composant un escalier droit.

- **Fondations**

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propres et surcharge d'exploitation) de cet ouvrage sur le sol d'assise. Le choix de type de fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.6 Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

- **Le Béton**

Le béton est un mélange de plusieurs composants: ciment, eau, granulats et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le dosage des éléments du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 révisé 99, il sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

1. Resistances mécaniques

a. Resistance à la compression

La résistance à la compression du béton est l'une des propriétés techniques les plus importantes. La mesure la plus courante pour juger la qualité du béton, est déterminée à partir d'essai normalisés de compression axiale sur cylindres de hauteur double de diamètre (16 x 32 cm), généralement déterminée à 28 jours d'âge pour des températures de l'ordre de 15 à 20 degrés centigrades (notée f_{c28}). La gamme des résistances sur cylindre pour les travaux de béton armé est habituellement de 25 à 60 MPa.

La résistance caractéristique f_{cj} du béton à un âge de j jours inférieur à 28 peut être calculée, par les formules données dans les règles (Art A.2.1, 11 BAEL 91/revisé99) [2].

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours ($j \geq 28$), elle est prise conventionnellement égale à : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée f_{tj} est donnée par les règles (Art A.2.1,12 BAEL 91/revisé99)[2].

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Cette loi est applicable pour un : $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

c. Notions d'états limites

➤ État limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il

correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- État limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- État limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- État limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3, 41 BAEL 91/révisé99**) [2]:

$$\frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{En MPa}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

$\theta = 1$, lorsque $j > 24$ heures.

$\theta = 0,9$, lorsque $1 < j < 24$ heures.

$\theta = 0,85$, lorsque $j < 1$ heure.

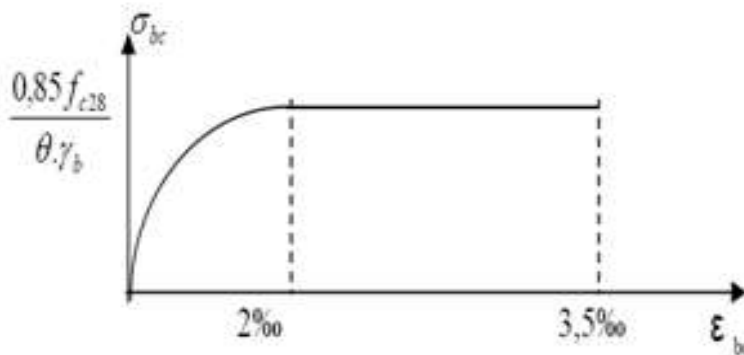


Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

➤ État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite de déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La déformation dans le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation

contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.6.

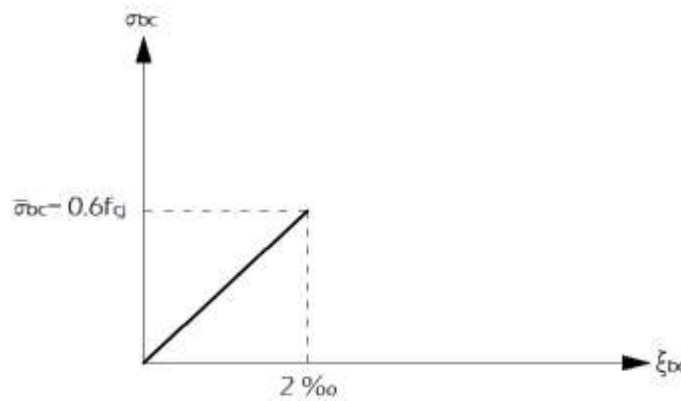


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

d. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1, 1 BAEL 91/revisé99) [2].

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

v_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile ($h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible)**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

➤ **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

e. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue le module de déformation longitudinale et transversale :

e.1 Module de déformation longitudinale

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de module de déformation longitudinale.

➤ **Module de déformation instantané du béton (A.2.1, 21 BAEL90/mod99) [3]**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad E_{ij} = 32164,200 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton (A.2.1, 22 BAEL90/mod99) [3]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte du retrait et du fluage du béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad E_{vj} = 10819 \text{ MPA}$$

e.2 Module de déformation transversale

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

f. Coefficient de poisson (A.2.1, 3 BAEL91/révisé99) [2]

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

• **L'acier :**

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. On distingue trois types d'aciers :

Les aciers à haute adhérences (HA).

Les treillis soudé (TS).

Dans notre étude, les types d'aciers utilisés sont :

Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.

Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa

a. Module d'élasticité longitudinale (A.2.2, 1 du BAEL 99) [3]

E_s est défini par la pente de la droite passante par l'origine du diagramme (σ, ϵ), il est pris égal à :

$E_s = 200000$ MPa \implies Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

b. Contraintes limites

➤ **A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]**

La contrainte limite ultime de déformation est donnée comme suit :

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

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

Les résultats de σ_s pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci dessous:

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348$ Mpa	$\sigma_{st} = 400$ Mpa
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452$ Mpa	$\sigma_{st} = 520$ Mpa

➤ **A - L'état limite de service (ELS)**

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

A-1- Fissuration peu nuisible (Art 4.5, 32 BAEL91/révisé99) [2]

Cas d'éléments non exposés aux intempéries et aux milieux agressifs (Eléments intérieurs).

Aucune vérification n'est nécessaire.

A-2- Fissuration préjudiciable : (Art 4.5, 33 BAEL91/revisé99) [2]

Cas d'éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ en MPa}$$

η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

A-3- Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ en MPa}$$

I.7 Protection des armatures (Art A.7.1 BAEL91/revisé99) [2]

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.8 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL91-modifié 99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99/ 2003** ».

chapitre II : predimensionnement des elements

Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments permet d'avoir un pré avis sur les dimensions des éléments de la structure. C'est une étape importante qui doit être réalisée avec précision et en conformité avec les différents règlements utilisés en Algérie dont (RPA, BAEL, DTR, CBA) afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

II.1 Pré-dimensionnement du plancher (En corps creux) :

II.1.1 Les planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages successifs dans une construction et recueillant les charges et surcharges de fonctionnement du bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression, poutrelles), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

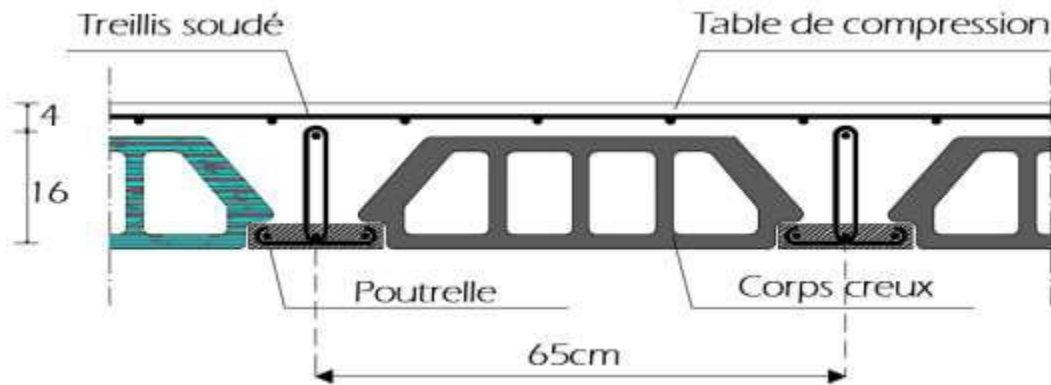


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- . Coffrage perdu.
- . Facilité et rapidité de réalisation.
- . Diminution du poids total de la structure.
- . Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (**Article B.6.8, 424 BAEL91/révisé 99**) [2]:

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

D'où :

ht : Hauteur du plancher.

L_{max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

L_{max}= L-b

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du

RPA 99 [1] (En zone IIa).

Donc :

$$L_{\max} = L - b \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

Par suite :
$$ht \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

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 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).

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 /révisé 99**) [2] les poutres seront pré dimensionné par La condition de la flèche.

Hauteur de la poutre « ht » :
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Largeur de la poutre « b » :
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

L_{\max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante selon l'article 7.5.1 du RPA 99[1]

- $h \geq 30 \text{ cm}$.
- $B \geq 20 \text{ cm}$.
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2.1 Poutres principales (Porteuse)

- **Hauteur :**

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

D'où : $28.33 \text{ cm} \leq ht \leq 42.5 \text{ cm}$ nous prenons : **ht= 35 cm.**

- **Largeur :**

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$\text{D'où : } 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend **b=30 cm**

➤ **Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{ht}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La section de la poutre principale (**b x ht**) = (30 * 35) cm².

II.2.2 Poutres secondaires

Hauteur :

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$\text{D'où : } 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm} \quad \mathbf{h=30 \text{ cm.}}$$

Largeur :

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

$$\text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{pour des raisons de sécurité on prend } \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification des exigences :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.} \\ ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{ht}{b} = 1.2 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la section de la poutre secondaire est (**b x ht**) = (25 * 30) cm².

II.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale 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) [1] qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante :

$$\mathbf{L \geq 4e}$$

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

$$\mathbf{A \geq \max \left(\frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20} \right)}$$

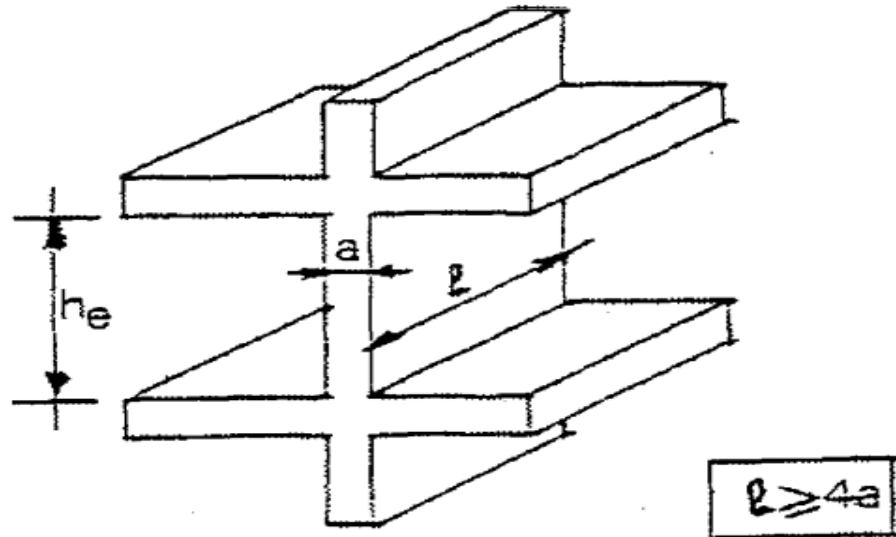


Figure II.2 : Coupe du voile en élévation

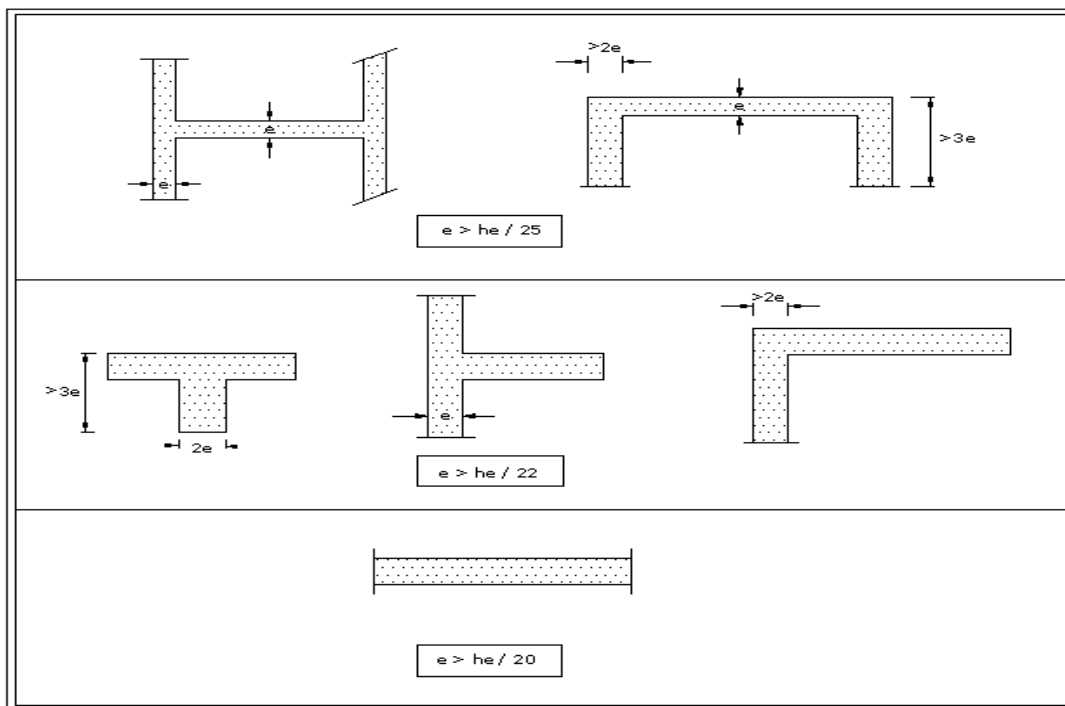


Figure II.3 : Les différents types des voiles

Avec :

e : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'un étage. $h_e = h - ep$

h : hauteur d'étage.

ep : épaisseur du plancher.

➤ Conditions de rigidité aux extrémités

Notre bâtiment est constitué de voiles linéaires:

➤ Etage courant:

$$h_e = 3,06 - 20 = 286$$

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

➤ Rez-de-chaussée :

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

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

$$L \geq 4 a = 80 \text{ cm.}$$

Conclusion:

On adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau à déterminer est celle qui est la plus sollicitée, et qui est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

N_s : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité (à sa base), qui est considéré égal à $(G+Q)$.

σ_{bc} : Contrainte limite de service sur béton en compression.
($\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$).

II.4.1 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) [4].

a. Charges permanentes « G »

a.1 Plancher en corps creux :

➤ Plancher terrasse (Inaccessible).

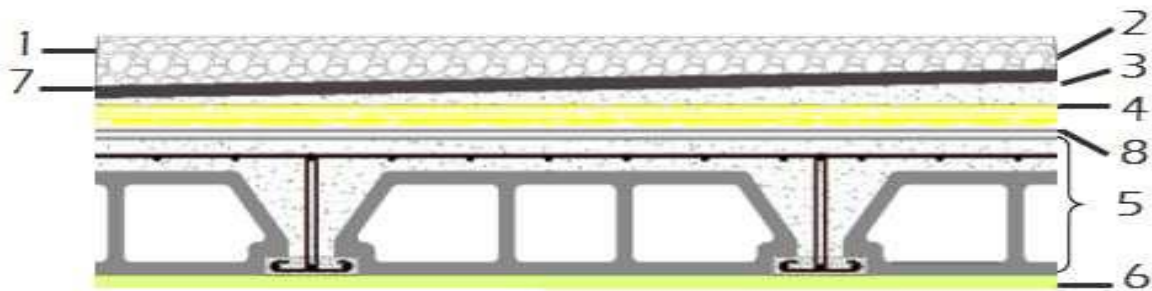


Figure II.4 : coupe du plancher terrasse en corps creux (inaccessible).

Tableau II-1: Détermination du poids propre des planchers terrasse.

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Protection en gravillon	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	8	25	2.00
4	Isolation thermique (liège)	5	4	0.20
5	Dalle en corps creux	20	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
7	Couche de papier kraft	-	-	0.01
8	Couche de par vapeur	-	-	0.01
			G=6.34 (kN /m²)	

➤ Etage courant :

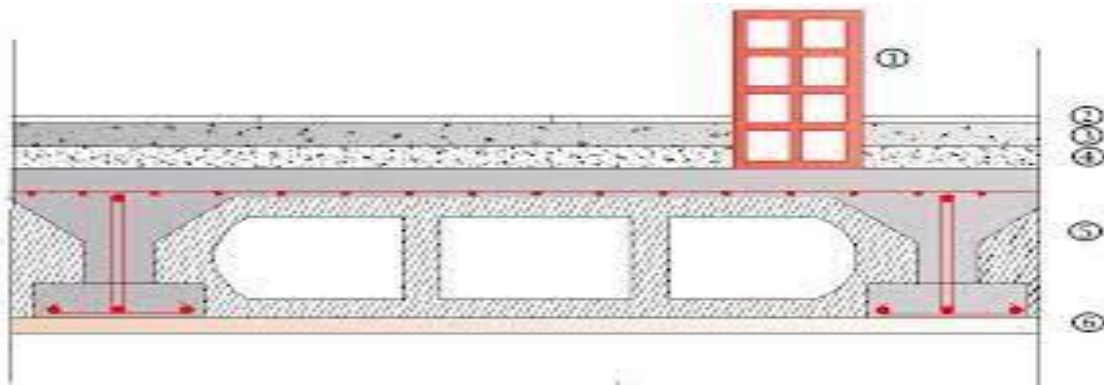


Figure II.5 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

Tableau II-2 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1.00
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Couche de sable	3	18	0.54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
G= 5.38 (kN /m²)				

a.2 Planchers en dalle pleine :

➤ **Plancher dalle salle machine (inaccessible) :**

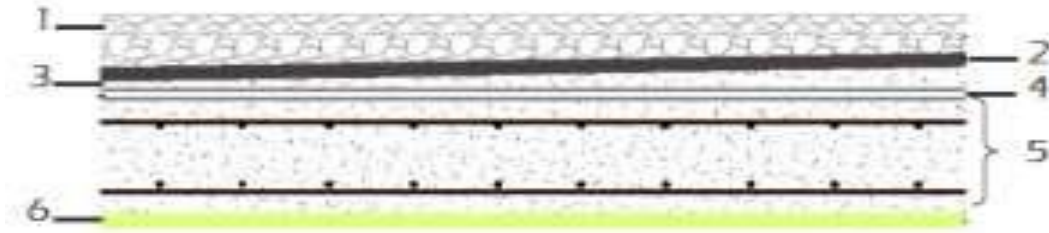


Figure II.6 : Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible).

Tableau II.3 : Détermination du poids propre du plancher dalle salle machine (dalle pleine).

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN /m ²)
1	Protection en gravillon	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	5	6	0.3
3	Forme de pente 1%	8	25	2
4	Isolation thermique	4	04	0.16
5	Dalle pleine	20	25	5
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=8.66 (kN /m²)				

➤ **Plancher étage courant :**

Tableau II.4 Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (dalle pleine).

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation (intérieur)	10	10	1
G=7.58 (kN /m²)				

Les balcons :

Ils sont réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de **15 cm** tel que :

- **Balcons en dalle pleine :**

Tableau II-5 : Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage terrasse).

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Protection en gravillon	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	5	6	0.3
3	Forme de pente 1%	8	25	2
4	Isolation thermique	4	04	0.16
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=7.41 (kN /m²)				

Tableau II.6: Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage courant).

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
G=5.33 (kN /m²)				

a.3 Maçonnerie :

- Mur extérieur :

Tableau II.7 : Charges revenant aux murs extérieurs.

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	2	18	0.36
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
3	Lame d'air	5	-	-
4	Cloison en briques creuses 12 trous	15	13	1.95
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0.20
G=3.41kN /m²				

- Mur intérieur :

Tableau II.8 : Charges revenant aux murs intérieurs.

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
①	Enduit plâtre	2	10	0.20
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	9	0.90
③	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=1.30 (kN /m²)				

b. Surcharge d'exploitation

Tableau II.9: détermination des surcharges d'exploitations d'après (DTR BC.22) [4].

Eléments	Surcharges Q (kn/m ²)
Acrotère	1

Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

II.5.1 Descente de charge :

a. Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

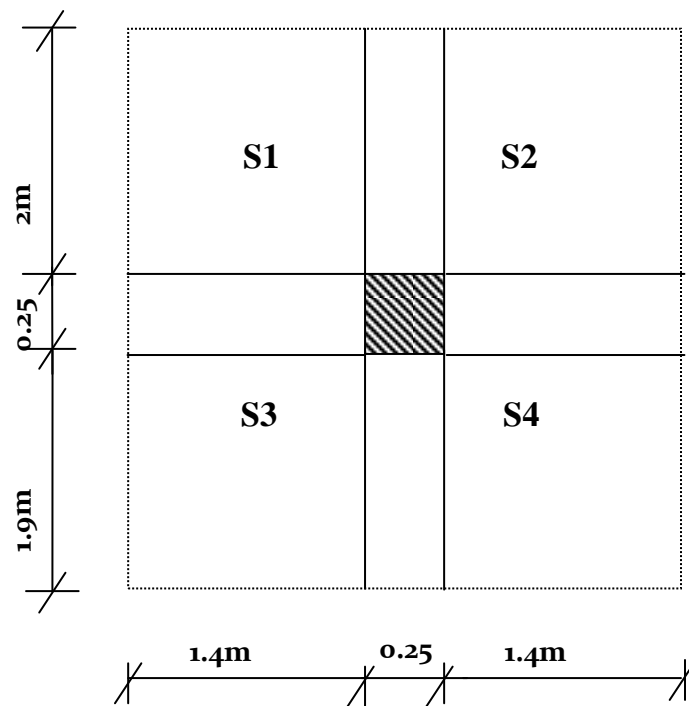


Figure II.7: Surface d'influence du poteau le plus sollicité (E₃).

- **Section nette :**

$$S_1 = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{m}^2$$

$$S_2 = 1.4 \times 2 = 2.8 \text{m}^2$$

$$S_3 = 1.9 \times 1.4 = 2.66 \text{m}^2$$

$$S_4 = 1.9 \times 1.4 = 2.66 \text{m}^2$$

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 10.92 \text{m}^2$$

$$S_n = 10.92 \text{m}^2$$

- **Section brute:**

$$S_b = (1.4 + 0.3 + 1.4) \times (1.9 + 2 + 0.25)$$

$$S_b = 12.87 \text{m}^2$$

b. Poids propre des éléments :

- **Planchers**

. Plancher terrasse: $G_{Pl.t} = 10.92 \times 6.34 = 69.23 \text{KN}$.

. Plancher courant : $G_{Pl.c} = 10.92 \times 5.38 = 58.75 \text{KN}$.

- **Poutres**

. Poutres principales : $G_{P.P} = 0.3 \times 0.35 \times 4.15 \times 25 = 10.89 \text{kN}$.

. Poutres secondaires : $G_{P.S} = 0.25 \times 0.3 \times 3.1 \times 25 = 5.81 \text{kN}$.

. Le poids total des poutres : $G_{pt} = 10.89 + 5.81 = 16.7 \text{KN}$.

- **Poteaux :**

. Poids propre des poteaux :

- Poteau de l'étage courant :

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

- Poteau de RDC :

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

c. Surcharge d'exploitation :

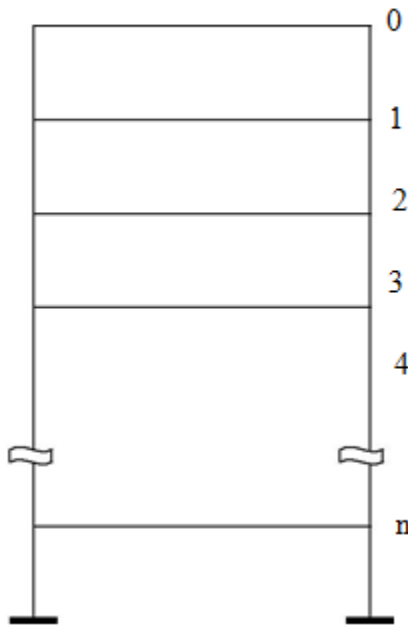
. Terrasse inaccessible : $Q_T = Q_0 = (3.1 \times 4.15) \times 1 = 12.87 \text{kN}$.

. Etage courant : $Q_{Et} = Q = [(12.87) - (0.3 \times 0.25)] \times 1.5 = 19.19 \text{kN}$.

II.6 La loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissent simultanément, on applique, pour leurs déterminations la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50 Q sauf pour le dernier et avant dernier niveau.

Charges d'exploitation cumulées :



0 $Q_{totale} = Q_0.$

1 $Q_{totale} = Q_0 + Q_1.$

2 $Q_{totale} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$

3 $Q_{totale} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$

4 $Q_{totale} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$

n $Q_{totale} = Q_0 + (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$

Tableau II.10 Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$

N	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71

• **Surcharges cumulées :**

Niv7 = $Q_0 = 12.87 \text{KN}$

Niv6 : $Q_0 + Q_1 = 12.87 + 19.19 = 32.06 \text{KN}$

Niv5 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.87 + 0.95 (19.19 \times 2) = 49.33 \text{KN}$

Niv4 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.87 + 0.9 (19.19 \times 3) = 64.68 \text{KN}$

Niv3 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.87 + 0.85 (19.19 \times 4) = 78.12 \text{KN}$

Niv2 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.87 + 0.80 (19.19 \times 5) = 89.63 \text{KN}$

Niv1 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.87 + 0.75 (19.19 \times 6) = 99.23 \text{KN}$

Niv RDC : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.87 + 0.71 (19.19 \times 7) = 108.24 \text{KN}$

Tableau II.11 : Récapitulatif de la descente de charges.

N	Charges permanentes KN	Surcharges KN	Efforts normaux KN	Section m ²
---	------------------------	---------------	--------------------	------------------------

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

	Poids plancher	Poids poteaux	Poids poutres	G	G cumulé	Q cumulé	Ns=Gc+Qc	$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
7	69.23	0	16.7	85.93	85.93	12.87	98.8	65.87	40x40
6	58.75	4.781	16.7	80.231	166.161	32.06	198.221	132.15	40x40
5	58.75	4.781	16.7	80.231	246.392	49.33	295.722	197.15	45x45
4	58.75	4.781	16.7	80.231	326.623	64.68	391.303	260.86	45x45
3	58.75	4.781	16.7	80.231	406.854	78.12	484.974	323.32	45x45
2	58.75	4.781	16.7	80.231	487.085	89.63	576.715	384.48	50x50
1	58.75	4.781	16.7	80.231	567.316	99.23	666.546	444.364	50x50
Rdc	58.75	6.38	16.7	80.231	647.547	108.24	755.787	503.858	50x50

➤ Vérification des sections selon le RPA99/ version 2003 (Art7.4.1)

Les dimensions des poteaux en zone IIa doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

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

$$1/4 < b_1/h < 4$$

he: hauteur libre du poteau

- **Poteau de section (40x40) :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

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

- **Poteau de section (45x45) :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq 15.3 \text{ cm}$$

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

- **Poteau de section (50x50) :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$$

$$1/4 < \frac{50}{50} = 1 < 4$$

Conclusion:

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont satisfaites.

➤ **Vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène physique relevant des principes de la résistance des matériaux, lorsqu'une structure est compressée dans le sens de la longueur, elle a tendance à fléchir perpendiculairement en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

Cette instabilité dépend de :

La longueur de flambement.

La section (caractéristiques géométriques).

La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$L_f \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$l_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/B}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = (b^4/12)$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{120} \times 0.7 l_0}{h}$$

$$\lambda = 2.42 \times \frac{l_0}{h}$$

Poteau (40x40)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.4} = 18.513 < 50$

Poteau (45x45)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.45} = 16.456 < 50$

Poteau (50x50)..... $\lambda = 2.42 \times \frac{4.08}{0.5} = 19.748 < 50$

Remarque :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

Conclusion :

Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Chapitre III : étude des éléments non structuraux

III.1 Escalier

Introduction :

Ensemble de, marches, échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux. (L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos.

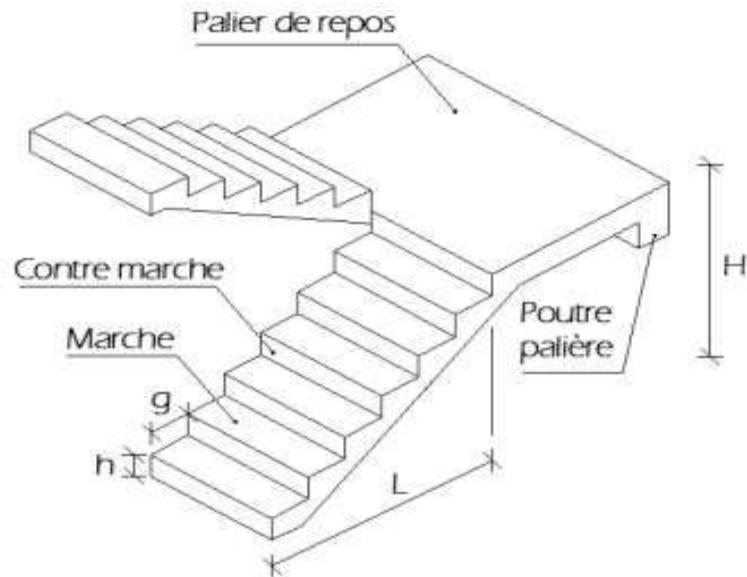


Figure III.1 .1: Terminologie d'un escalier.

- h : Hauteur de la contre marche.
- g : Longueur de la marche (giron).
- H : Hauteur de la volée.
- L : Longueur de la volée.
- n : nombre de contre marche.
- n-1 : nombre des marches.

III.1.1 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. Dans notre cas on calcul l'escalier le plus défavorable qui est celui des étages courant.

➤ Hauteur des contre marches h:

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Donc on prend : $h=17\text{cm}$

➤ **Nombre de contre marche :**

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

Nombre de marche : $n-1=9-1=8$ marches

➤ **Le giron :** $g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$

➤ **Vérification de la loi de BLANDEL :**

Nous avons : $g = 30\text{cm}$, $h = 17\text{ cm}$

$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$; $2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$ la condition est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

Où l_0 est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

-Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)

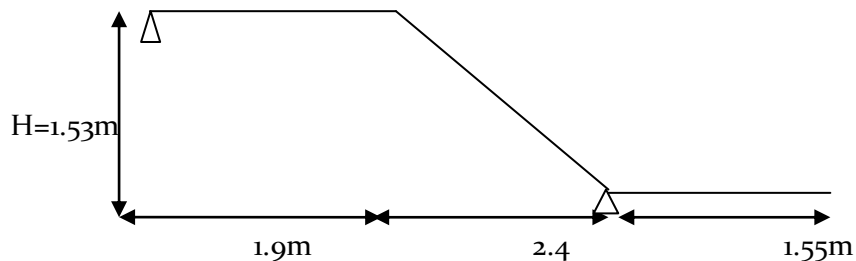


Figure III.1.2 : schéma statique de l'escalier.

$$\tan \alpha = \frac{H}{g} = \frac{153}{30} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow L = \frac{1.53}{0.537} = 2.85\text{m}$$

$$l_0 = l_1 + l + l_2 = 1.9 + 2.4 + 1.55 = 5.85\text{m}$$

$$\frac{585}{30} = 19.5 \leq e \leq \frac{585}{20} = 29.25\text{cm} \implies \text{on prend un } e = 20 \text{ cm.}$$

III.1.2 Determination des charges et surcharges

a. Charge permanente :

- La volée :

Tableau III.1.1 : determination du poids propre de la volée.

n	Matériaux	Epaisseur ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1	Poids propre de la volée	$\frac{1 \times 0.2}{\cos 32.51}$	25	5.92
2	Poids propres des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
3	Carrelage horizontal	0.01	20	0.2
4	Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5	Carrelage vertical	0.01	20	0.2
6	Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
7	Lit de sable	0.02	18	0.36
8	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
9	Poids propre garde corps	-	-	0.30
G volée=				10.345(KN/ml)

- **Le palier :**

Tableau III.1.2 Détermination du poids propre du palier.

n	matériaux	Épaisseur 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1	Poids propre de palier	0.2	25	5
2	Revetement en carrelage	0.01	20	0.2
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enuit en platre	0.02	10	0.2
G palier=				6.2 (KN/ml)

b. Surcharge d'exploitation :

La charge d'exploitation dun escalier selon le DTR B.C.2.2[4] est de $Q=2.5\text{kN/ml}$.

III.1.3 Calcul des efforts internes :

➤ **Combinaison de charges :**

- **A L'ELU :**

Volée : $q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q$

Palier : $q_2 = 1,35G_2 + 1,5Q$

Volée : $q_1 = 1,35(10,345) + 1,5(2,5) = 17,715 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_2 = 1,35(6,2) + 1,5(2,5) = 12,12 \text{ KN/ml}$.

- **A L'ELS :**

Volée : $q_1 = G_1 + Q$

Palier : $q_2 = G_2 + Q$

Volée : $q_1 = 10,345 + 2,5 = 12,845 \text{ KN/ml}$.

Palier : $q_2 = 6,2 + 2,5 = 8,7 \text{ KN/ml}$.

a. Calcul à l'ELU:

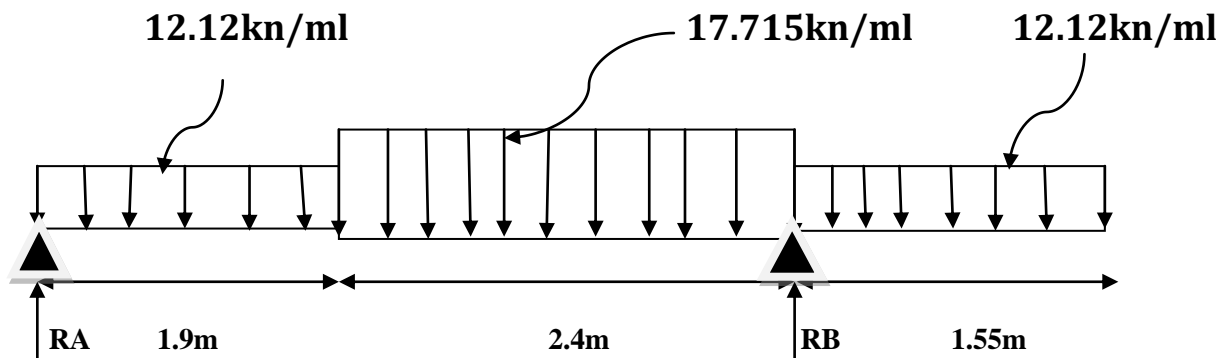


Figure III.1.3: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y=0 \rightarrow RA+RB=12,12 \times 1,9 + 12,12 \times 1,55 + 17,715 \times 2,4$$

$$RA+RB=84,33 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow -RB \times 4,3 + (12,12 \times 1,9) \times 0,95 + (17,715 \times 2,4) \times 3,1 + (12,12 \times 1,55) \times 5,08$$

$$RB= 57,93 \text{ KN}$$

$$RA = 26,4 \text{ KN}$$

Finalement :

$$RA = 26,4 \text{ KN}$$

$$RB = 57,93 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts internes :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,9\text{m}$

$$Ty = RA - 12,12x$$

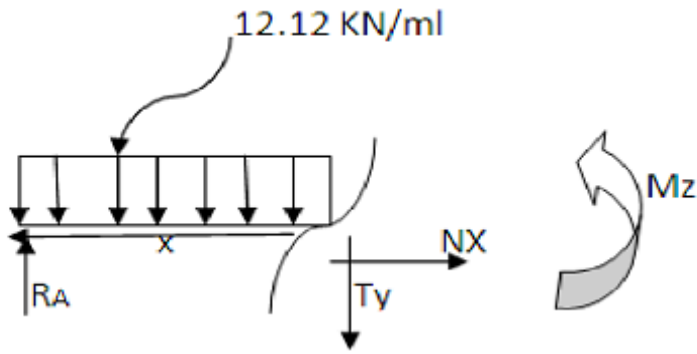
$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow Ty=26,4 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1,9 \Rightarrow Ty=3,37 \text{ KN}$$

$$Mz = RA \cdot x - 12,12 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow Mz = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=1,9 \Rightarrow Mz = 28,28 \text{ KN.}$$



Tronçon 2 : $1,9\text{m} \leq x \leq 4,3 \text{ m}$

$$T_y = R_A - 12,12 \times 1,9 - 17,715(x - 1,9)$$

$$T_y = -17,715x + 37,03$$

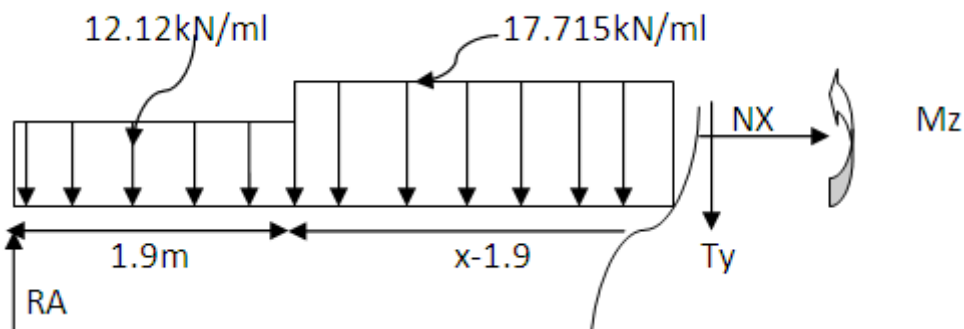
Pour $x = 1,9\text{m} \implies T_y = 3,37 \text{ KN}$

Pour $x = 4,3 \text{ m} \implies T_y = -39,15 \text{ KN}$

$$M_z = R_A \cdot x - 12,12 \cdot 1,9 \cdot (x - 0,95) - 17,715 \frac{(x - 1,9)^2}{2}$$

Pour $x = 1,9 \implies M_z = 28,28 \text{ KN.m}$

Pour $x = 4,3 \implies M_z = -14,64 \text{ KN.m}$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,55\text{m}$

$$T_y = 12,12x$$

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

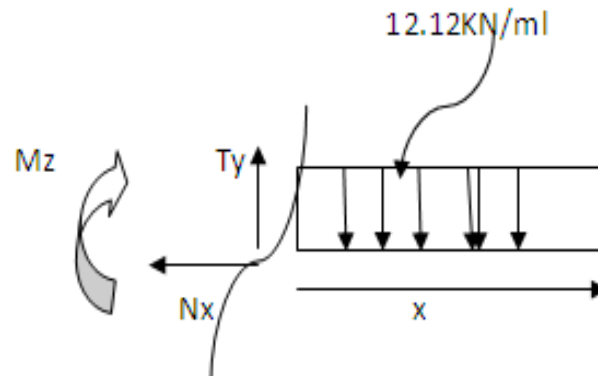
Pour $x = 1,55 \implies T_y = 18,79 \text{ KN}$

$$M_z = \frac{-12,12x^2}{2}$$

$$M_z = -6,06x^2$$

Pour $x=0 \implies M_z=0$

Pour $x=1.55 \implies M_z=-14.60 \text{ kN.m}$



- **Calcul du moment maximal $M_{z\max}$:**

$$T_y = -17.715x + 37.03$$

$$T_y = 0 \implies T_y = -17.715x + 37.03 = 0$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 2.09 \text{ m}$

$$M_{z\max}(2.09) = 28.6 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0.85 M_{z\max} = 24.31 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = -0.3 M_{z\max} = -8.58 \text{ kN.m}$

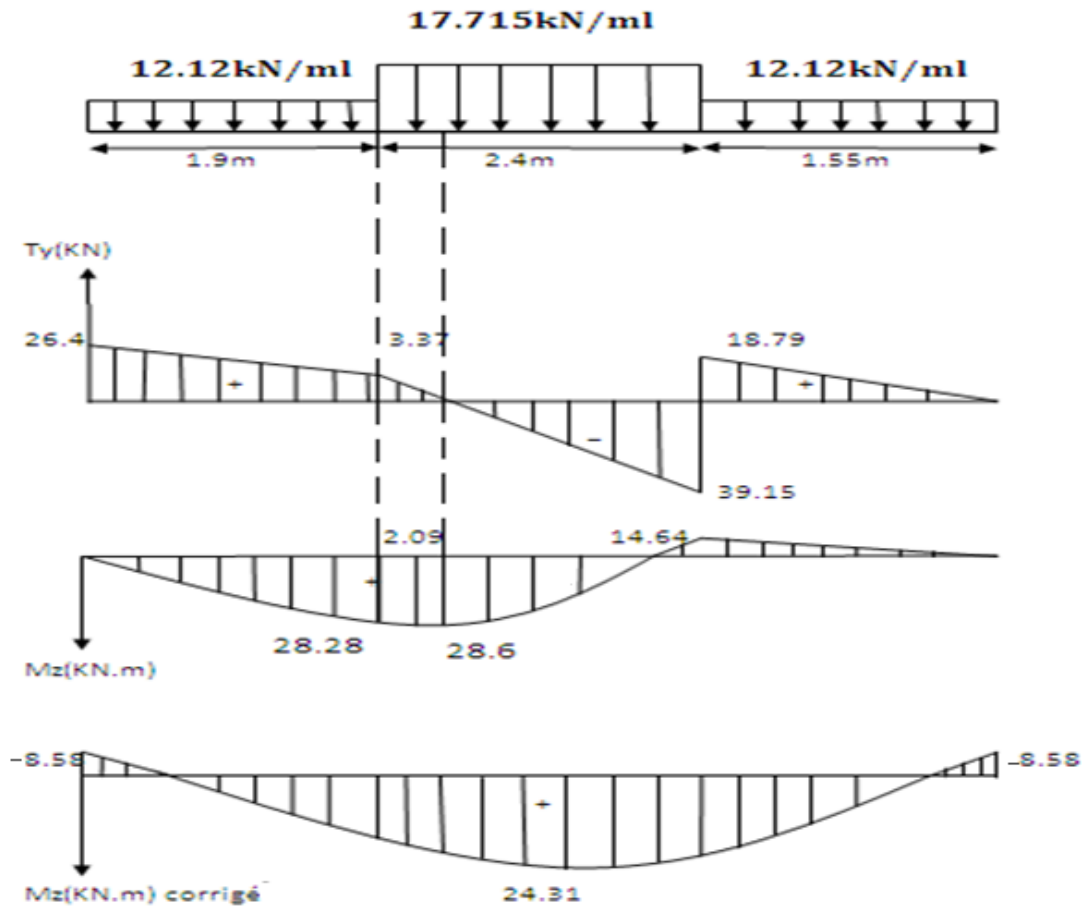


Figure III.1.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELU.

III.1.4 Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.31 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0,052$ $\beta = 0.973$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.31 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Soit: A adoptée = **4HA12** = 4.52 cm^2

Avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{1}{4} A \text{ adoptée} = \frac{1}{4} \times 4,52 = 1,13 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 4\text{HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,58 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

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 $\mu = 0,018$: $\beta = 0,991$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,58 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit : A adoptée = $4\text{HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$.

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{1}{4} A \text{ adoptée} = \frac{1}{4} \times 3,14 = 0,785 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification a l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2, 1 BAEL 91/révisé 99) :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 18 \times 100 = 2,17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée.

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa (Art. 5,1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{39,15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,22 \text{ mpa} < 3,33 \text{ mpa}.$$

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

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

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

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

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa.

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

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

$$\tau_{se} = \frac{39.15 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.92 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.92 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

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] :**

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u \text{ max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 39.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancrée}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

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

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91/révisé 99) [2] :**

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_{se}} \rightarrow L_s = \phi 35$$

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 **HA10** $\rightarrow L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Pour **HA12** $\rightarrow L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

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 : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

Armatures principales aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée. **Armatures de répartition :** $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. condition vérifiée.

b. Calcul à l'ELS :

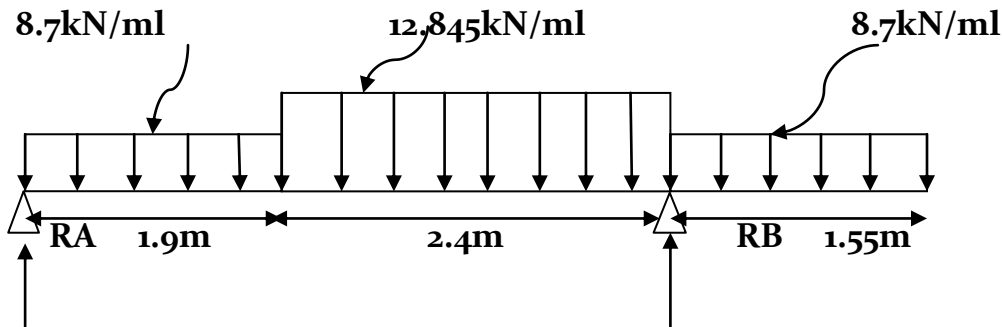


Figure III.1.5: Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x=0$$

$$\Sigma F/y=0 \rightarrow RA+RB = 8,7(1,9) + 12,845(2,4) + 8,7(1,55)$$

$$RA+RB = 60,84 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow 8,7(1,9) (0,95) + 12,845(2,4) (3,1) + (8,7) (1,55) (5,08) - RB (4,3) = 0$$

$$RB = 42 \text{ KN}$$

$$RA = 18,84 \text{ KN}$$

• **Effort internes:**

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1,9\text{m}$

$$Ty = RA - 8,7x = -8,7x + 18,84$$

Pour $x=0 \implies Ty = 18,84 \text{ KN}$

Pour $x=1,9\text{m} \implies Ty = 2,31 \text{ KN}$

$$Mz = RA \cdot x - 8,7 \frac{x^2}{2} = 18,84x - 4,35x^2$$

Pour $x=0 \text{ m} \implies Mz = 0$

Pour $x=1,9\text{m} \implies Mz = 20,09 \text{ KN.m}$

Tronçon 2 : $1,9\text{m} \leq x \leq 4,3\text{m}$

$$Ty = RA - 8,7 \cdot 1,9 - 12,845(x - 1,9)$$

Pour $x = 1,9 \text{ m} \implies Ty = 2,31 \text{ KN}$

Pour $x=4.3 \text{ m} \implies T_y = -28.52 \text{ KN}$

$$M_z = RA \cdot x - 8.7x \cdot 1.9(x - 0.95) - 12.845 \frac{(x - 1.9)^2}{2}$$

Pour $x=1.9 \text{ m} \implies M_z = 20.09 \text{ KN.m}$

Pour $x=4.3 \text{ m} \implies M_z = -11.36 \text{ KN.m}$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

$$T_y = 8.7x$$

Pour $x=0 \text{ m} \implies T_y = 0$

Pour $x=1.55 \text{ m} \implies T_y = 13.49 \text{ KN}$

$$M_z = \frac{-8.7}{2}x^2 = -4.35x^2.$$

Pour $x=0 \text{ m} \implies M_z = 0$

Pour $x=1.55 \text{ m} \implies M_z = -10.45 \text{ KN.m}$

- **Calcul du moment max $M_{z_{\max}}$:**

$$T_y = RA - 8.7x \cdot 1.9 - 12.845(x - 1.9)$$

$T_y = 26.72 - 12.845x \implies$ L'effort tranchant est nul au point $X = 2.08 \text{ m}$.

$M_z(2.08 \text{ m}) = 20.30 \text{ KN.m}$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis:

En travée: $M_t = 0.85$ $M_{z_{\max}} = 17.26 \text{ KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0.3$ $M_{z_{\max}} = -6.09 \text{ KN.m}$

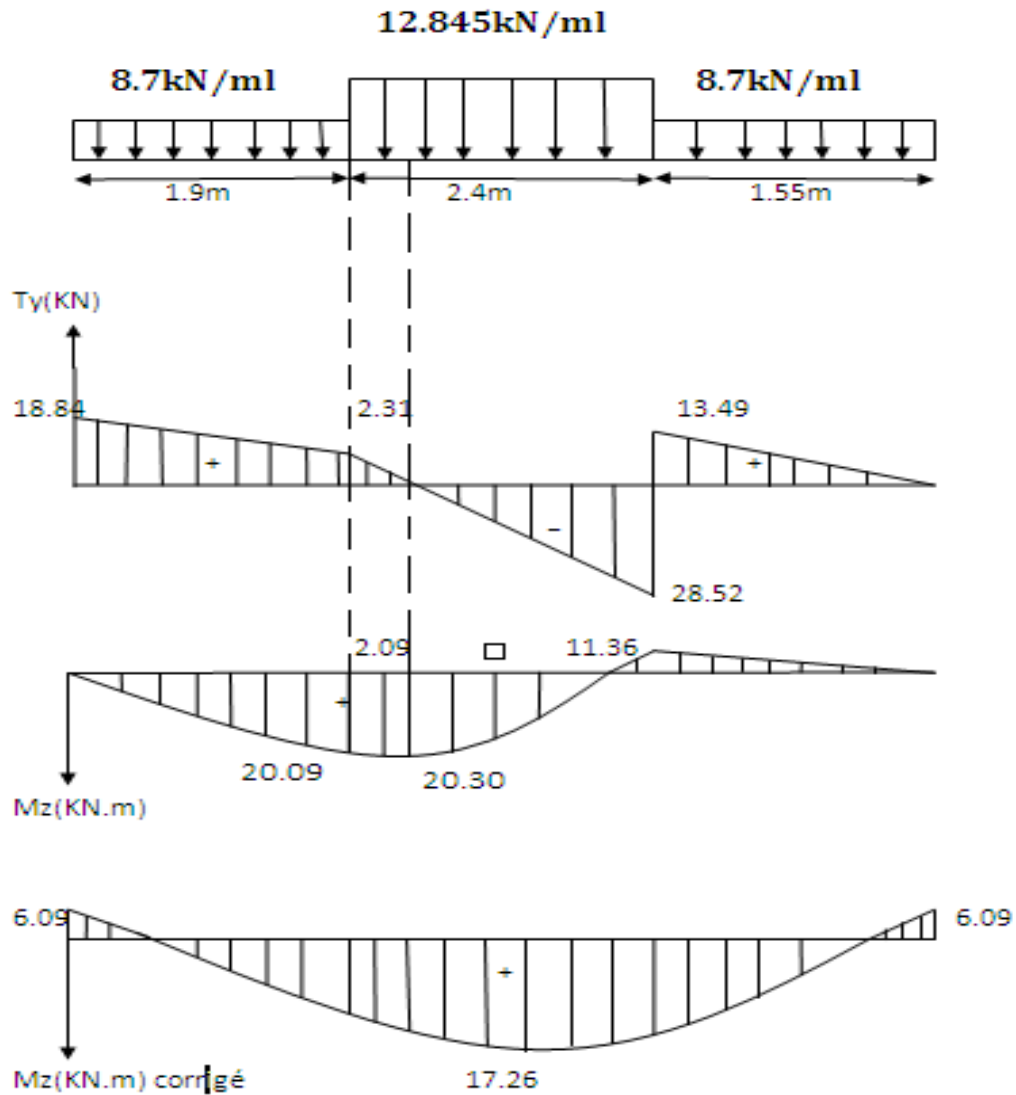


Figure III.1.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant l'ELS.

➤ Vérifications à L'ELS:

1. Etat limite de compression du béton:

En travée:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

$$\rho = 0.251 \quad k_1 = 47.50 \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{17.26 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 4.52 \times 10^2} = 230.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{230.6}{47.50} = 4.85 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa. Condition vérifiée.}$$

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].

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{585} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.034 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17.26}{10 \times 20.30} = 0.085 \quad \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

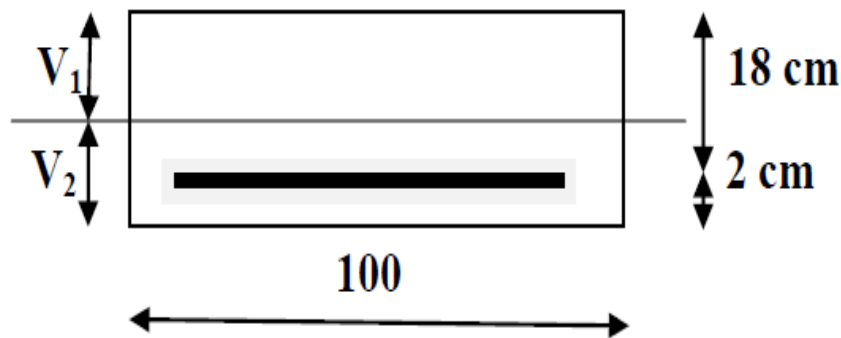


Figure III.1.7: Schéma statique de calcul

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \max^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{585}{500} = 1.17 \text{ cm.}$$

Avec $q_{\max} = \max (q \text{ pailleuse ; } q \text{ palier}) = \max (12.845 ; 8.7) = 12.845 \text{ kN/ml}$

$Q_{\max} = 12.845 \text{ kN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible

Ev : module de déformation différée

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

I : moment d'inertie totale de la section par apport au centre de gravite

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15At(V_2 - c)^2$$

$$\text{Ou: } v_1 = \frac{S_{ix'x}}{B_0} \longrightarrow v_2 = h - v_1$$

Avec :

$S_{ix'x}$: moment statique par apport a l'axe xx'

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 180 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$S_{ix'x} = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$v_2 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.26)^3 + (9.74)^3 + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2]$$

$$I_0 = 70863.60 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{12,845 \times (585)^4}{10818.86 \times 10^3 \times 70863.6}$$

$$f = 0.025 < 1.17 \text{ cm} \quad \text{condition verifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant

L'escalier :

- En travée

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 25 cm).

Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

- Aux appuis

Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

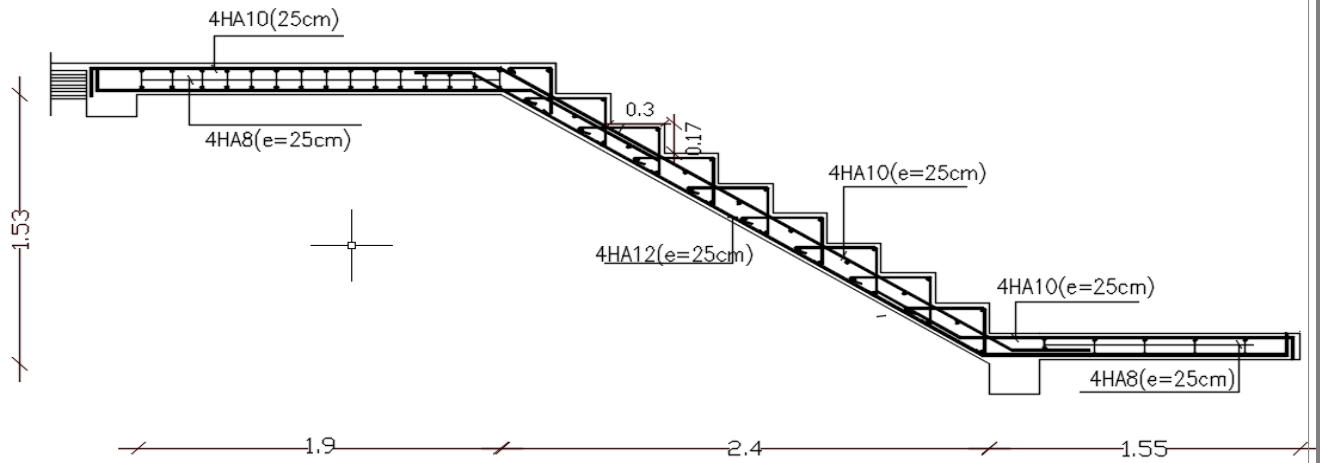


Figure III.1.8: calcul Plan de ferrailage de l'escalier.

III.2 La poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est une poutre rectangulaire d'une longueur de 3m (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée). Elle est soumise à l'effet de son poids propre, et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

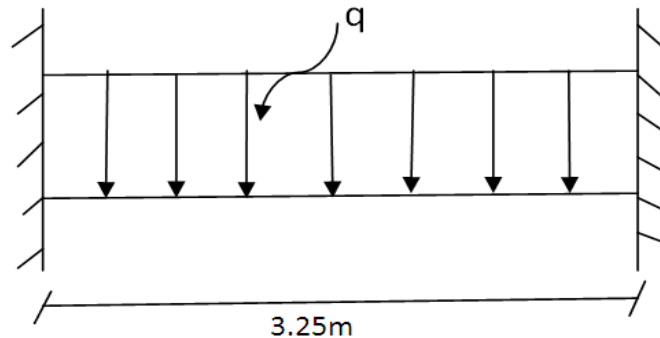


Figure III.2 .1 : schéma statique de calcul.

III.2.1 Pré-dimensionnement :

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

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

- **Hauteur :**

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$\text{D'où : } 21.66 \leq h \leq 32.5 \Rightarrow h = 30 \text{ cm.}$$

- **Largeur :**

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

D'où : $12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des conditions de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1].**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm. La condition est vérifiée.} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm. La condition est vérifiée.} \\ h/b = 1.2 \leq 4. \text{ La condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion:

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont: **25x30cm²**.

III.2.2 Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$.
- Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 26.4 \text{ kN/ml}$.
- Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 18.84 \text{ kN/ml}$.

III.2.3 Combinaisons de charges :

• **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35G_1 + Q_u = 1.35 (1.875) + 26.4 = 28.93 \text{ kN/ml.}$$

• **À l'ELS :**

$$q_s = G_1 + Q_s = (1.875) + 18.84 = 20.715 \text{ kN/ml}$$

III.2.4 Calcul à l'ELU :

a. Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{28.93 \times 3.25}{2}$$

$$R_A = 47.01 \text{ kN.}$$

$$M_o = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{28.93 \times (3.25)^2}{8}$$

$$M_o = 38.20 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel:

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 38.20 = 32.47 \text{ kN.m.}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_o = -0,3 \times 38,20 = -11,46 \text{ kN.m}$.

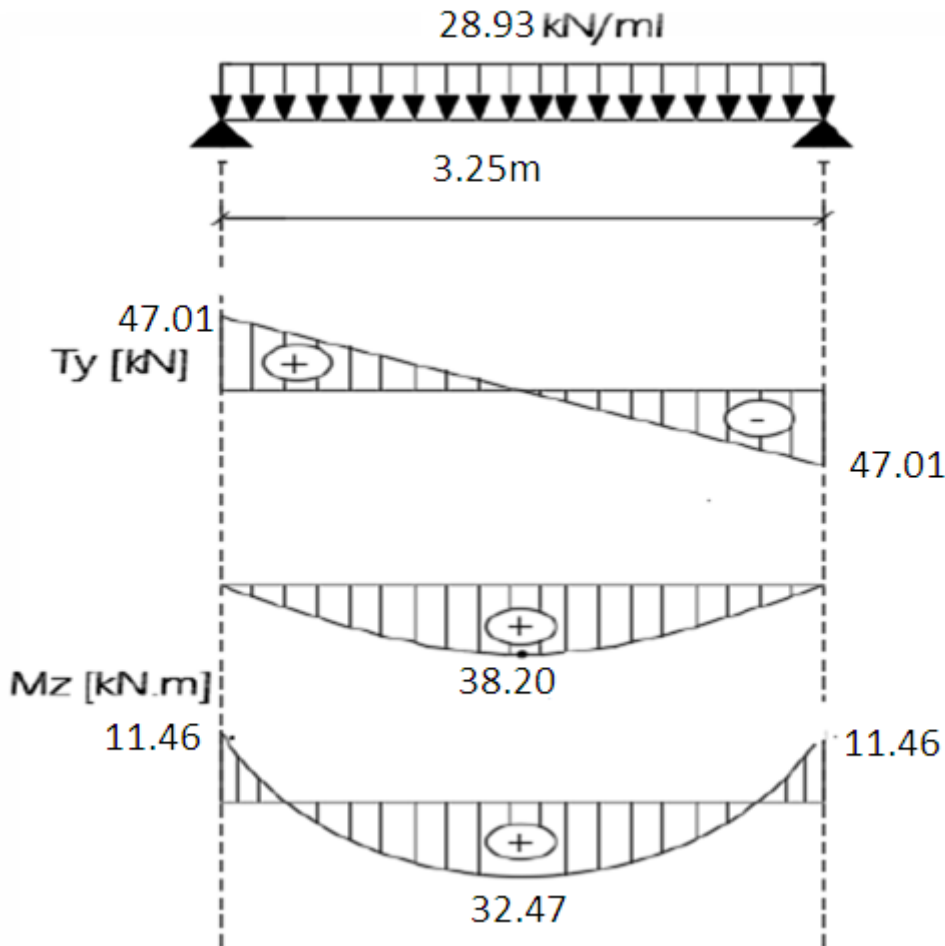


Figure III.2 .2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

b. Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32,47 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,116 < \mu_l = 0,938$$

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 $\mu = 0.116$: $\beta = 0.938$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.47 \times 10^3}{0.938 \times 28 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A adoptée = 4 HA12 = 4.52 cm².**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11.46 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.042$: $\beta = 0.979$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.46 \times 10^3}{0.979 \times 28 \times 348} = 1.2 \text{ cm}^2.$$

Soit : **A adoptée = 4 HA10 = 3.14 cm²**

III.2.5 Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.2 du BAEL 99) [2].**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(25)(28) \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 4.52 > 0.845 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.14 > 0.845 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 BAEL 99) [2].**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{47.01 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.672$$

$$\tau_u = 0.672 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

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

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

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.01 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 1.24 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

➤ **Ancrage des barres (A 6.1 ,221 BAEL 99) [2].**

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

$$L_s = 35\phi$$

- Pour les HA 12 : $L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$ (En travée).
- Pour les HA 10: $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$ (Aux appuis).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

- Pour les HA 12: $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.
- Pour les HA 10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

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

- **Au niveau des appuis (A. 5.1, 312 BAEL 99) [2].**

$$\text{Ast adopté} > \text{Ast ancrer} = \frac{\gamma_s \cdot V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 47.01 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Ast adoptée $3.14 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (A.5.1, 313 BAEL 99) [2].**

$$\frac{2.vu}{f_e.0,9d} \leq \frac{0,8f_c28}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 47.01 \times 10^3}{400.0,9.280} = 0,93 \leq \frac{0,8.25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales (A.7.2, 2 BAEL 99) [2].**

$$\emptyset t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset t) = \min (0,85 ; 2,5 ; 1,2) = 0,85 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

- **Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1, 22 BAEL 99) [2]**

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

- **Section minimale d'armatures d'âme (A.5.1, 22 BAEL 99) [2]**

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t.f_e}{b \cdot s_t}$ doit être au moins égale à 0,4 MPa (ou N/mm^2) ».

D'où :

$$\frac{A_t.f_e}{b \cdot s_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \min \geq \frac{0,4 \times b \cdot s_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

III.2.6 Vérification aux exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2) [1] :

1. Armatures longitudinales (A.7.5.2.1 du BAEL 99) [2]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section ».

- $A_l = 4 \text{ HA } 12 + 4 \text{ HA } 10 = 3,14 + 4,52 = 7,66 \text{ cm}^2$.
- 0,5% de la section = $0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$.

D'où : $A_l = 7,66 \text{ cm}^2 > 0,5\%$ de la section = $3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

2. Armatures transversales (A. 7.5.2.2 du BAEL 99) [2]

Armatures transversales minimales :

$A_t \min = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (7,5 ; 12) = 7,5 \text{ cm.} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.2.7 Calcul à l'ELS :

a. Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{20.715 \times 3.25}{2} = 33.66 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{20.715 \times (3.25)^2}{8} = 27.35 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 27.35 = 23.25 \text{ kN.m.}$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 27.35 = -8.21 \text{ kN.m}$

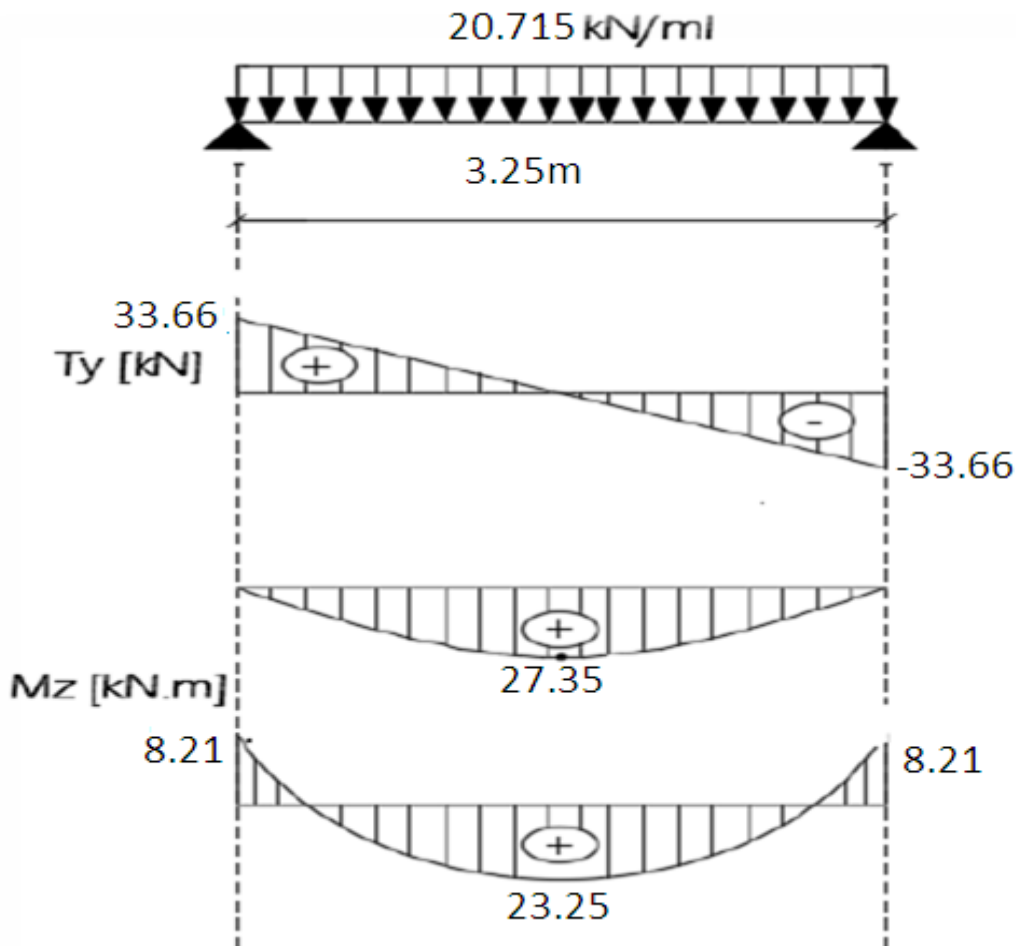


Figure III.2 .3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.2.8 Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

- **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4.52}{25.28} = 0.646$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.646$; $\beta_1 = 0.882$; $K_1 = 27.37$

$$\sigma_{st} = \frac{23.25 \times 10^6}{0.882 \times 280 \times 4.52 \times 10^2} = 208.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{208.28}{27.37} = 7.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.6 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow$ **La condition est vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3.14}{25.28} = 0.449$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.287$: $\beta_1 = 0.898$; $K_1 = 34.02$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8.21 \times 10^6}{0.898 \times 280 \times 3.14 \times 10^2} = 103.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{103.98}{34.02} = 3.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.05 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91) [2].

c. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (B.6.5, 1 BAEL 99) [3] :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ — La condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{23.25}{10 \times 27.35} = 0.085 \text{ — La condition est vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.52}{25 \times 28} = 0.0064 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ — La condition est vérifiée}$$

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**

Armatures supérieures (Aux appuis) : 4HA 10.

Armatures inférieures (En travée) : 4HA 12.

- **Armatures transversales :**

Un cadre et un étrier en HA 8.

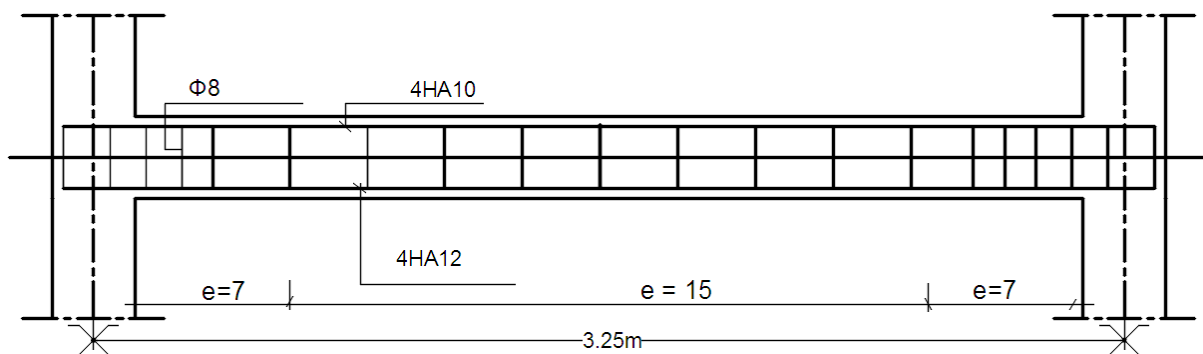


Figure III.2 .4 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

III.3 Étude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal), notre poutre de chaînage se situe a l'étage terrasse.

III.3.1 Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :
Sachant que $L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La hauteur ht :**

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

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

D'où : $21.66 \text{ cm} \leq ht \leq 32.5 \text{ cm} \longrightarrow$ nous prenons : **$ht = 30 \text{ cm}$** .

- **La largeur b :**

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

Pour des raisons de sécurité on prend \longrightarrow **$b = 25 \text{ cm}$** .

- **Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1]:**

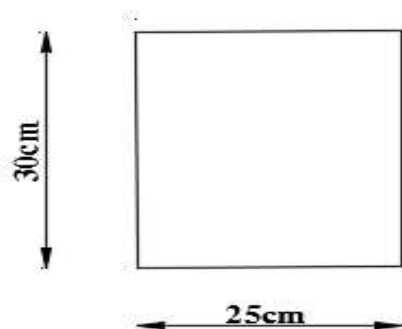


Figure III.3.1 : Dimensions de la poutre chaînage.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4.0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.} \\ ht / b = 30 / 25 = 1.2 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La section de la poutre de chaînage ($b \times ht$) = $(25 * 30) \text{ cm}^2$.

III.3.2 Évaluation des charges et surcharges :

a. Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN / ml}$.

Poids propre de l'acrotère : $G_{acr} = 0.6 \times 1.819 = 1.0914 \text{ KN / ml}$.

Poids du plancher : $G_{plancher} = 5.38 \times \frac{0.65}{2} = 1.748 \text{ KN/ml}$

$$G_t = G_p + G_{acr} + G_{plancher}$$

$$G_t = 4.714 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ KN/ml}$$

III.3.3 Combinaisons de charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.714 + 1,5 \times 0,487 = 6.365 \text{ KN/ml}$.
- **ELS** : $q_s = G + Q = 4.714 + 0,487 = 5.201 \text{ KN/ml}$.

III.3.4 Calcul à l'ELU :

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

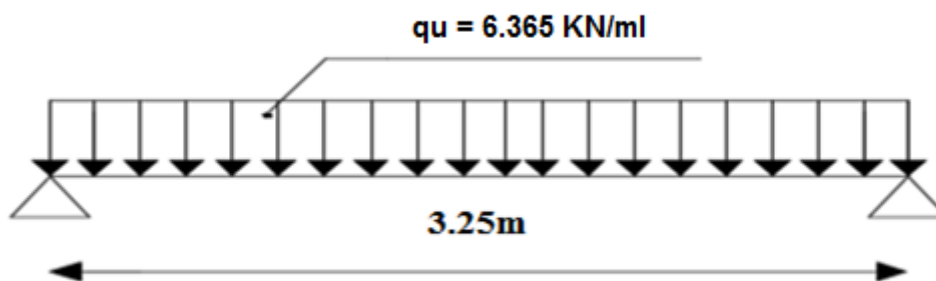


Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul poutre chaînage à l'ELU.

III.3.5 Calcul des efforts internes :

- **ELU :**

- **Les moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.365(3.25)^2}{8} = 8.404 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 8.404 = 7.143 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 8.404 = - 2.521 \text{ KN.m}$$

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qu l}{2} = \frac{6,365 \times 3.25}{2} = 10.343 \text{ KN.}$$

- **Les efforts tranchants :**

$$T(x) = -6.365x + 10.343 \text{ Pour } \begin{cases} x=0 \implies T(x) = 10.343 \\ x=3.25\text{m} \implies T(x) = - 10.343 \text{ KN.} \end{cases}$$

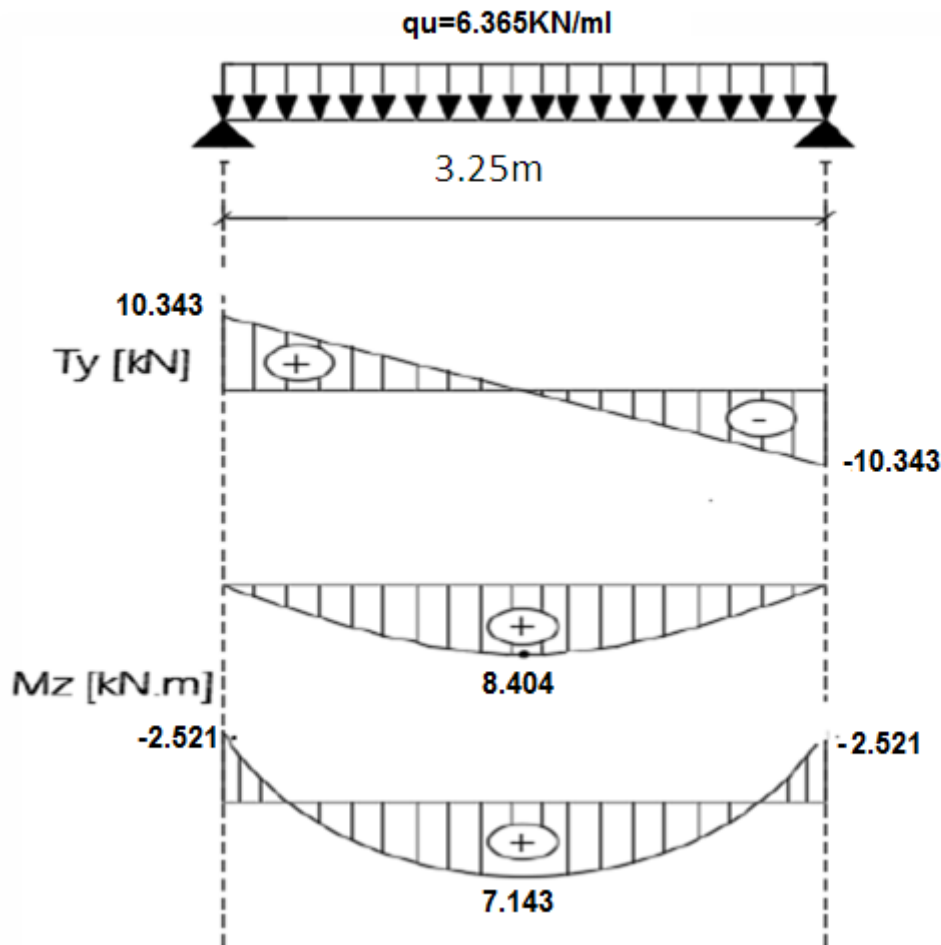


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

a. Calcul des armatures longitudinales :

b = 25 cm. c = 3 cm, d = 27 cm.

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.143 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.0276 < \mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA).

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,0276 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.143 \times 10^3}{0.986 \times 27 \times 348} = 0.771 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures : $A_t = 3HA_{12} = 3,39\text{cm}^2$.

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.521 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.010$: $\beta = 0.995$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.521 \times 10^3}{0.995 \times 27 \times 348} = 0.269 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A_a = 3HA_{10} = 2.35\text{cm}^2$

III.3.6 Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91/révisée99) [2] :**

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

$A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2 < (A_t = 3.39 \text{ cm}^2 ; A_a = 2.35 \text{ cm}^2)$ condition vérifiée.

➤ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211 BAEL91/révisée99) [2]:**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{10.343}{0.25 \times 0.27} = 153.229 \text{ KN/m}^2 = 0.153 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20}{\gamma_b} \cdot f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

$\tau_u = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$. Pas de risque de cisaillement.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

1) Dans le béton (Art A.5.1.313 BAEL91/révisée99) [2] :

$$V_u = 0.4 \cdot b \cdot 0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 10.343 \text{ KN} \leq 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 27 \times \frac{2.1}{1.5} = 340.2 \text{ KN. (Condition vérifiée).}$$

2) Sur les aciers : (Art A.5.1, 321 BAEL91/révisée99) [2] :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\frac{1.15}{400} \left(10.343 + \frac{-2.521}{0.9 \times 0.27} \right) = -0.000905 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq -0.000905 \text{ cm}^2 . \text{ condition vérifiée}$$

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

➤ **Vérification à l'entraînement des barres (Art A.6.1, 3 BAEL91/révisée99) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\Sigma u_i} = \frac{10.343 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.376 \text{ MPa.}$$

$$\text{avec : } \Sigma u_i = n.\pi.\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi s. f_{t28} = (1.5 \times 2.1) = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.376 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul des ancrages des barres (Art A.6.1, 221 BAEL91/révisée99) [2] :**

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

$$L_s = 35\phi = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

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

$$L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_c = 20 \text{ cm.}$$

b. Calcul des armatures transversales (Art A.7.2, 2 BAEL91/révisée99) [2] :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{ht}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right\}.$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0.857; \frac{25}{10} = 2.5; 1.2 \right\} = 0.857 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 4HA8=2,01cm²

- **Espacement d'un cadre :(A.5.1, 22 BAEL91/révisée99) [2] :**

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition

suivante :

$$s_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 ; 40) = 24.3 \text{ cm.}$$

$$\text{soit : } s_t = 20 \text{ cm.}$$

- **Section minimale d'armatures d'âme (Art. A.5.1, 22 BAEL91/révisée99) [2] :**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0.40 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} = 1.60 \text{ MPa} > 0.40 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Armature transversale (Exigence du RPA 99 version 2003 (Art7.5.2.2) [1] :**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_t \right) = \min (7.5 ; 14.4) = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm.}$

• **En zone courante (travée) :**

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

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

✓ **Quantité d'armatures transversales minimales (RPA99 version 2003 (Art7.5.2.2) [1] :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \geq A_{\min} = 1.125 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

a. Calcul des efforts :

- **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 5.201 \times \frac{3.25}{2} = 8.452 \text{ KN.}$$

- **Les moments :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{5.201 \times 3.25^2}{8} = 6.867 \text{ KN.M}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :** $M_a = -0,3 \times 13.521 = -2.403 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times 13.521 = 5.837 \text{ KN.m}$

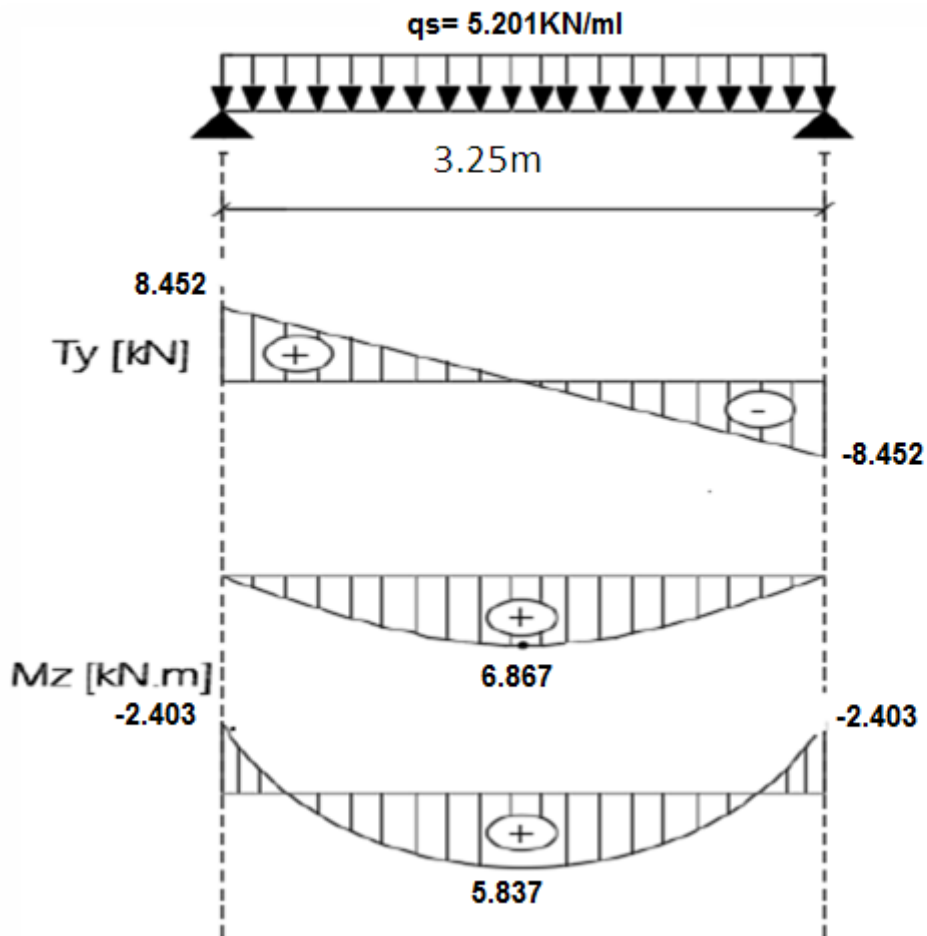


Figure III.3.4 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

- **Vérification de la résistance du béton à la compression : (Art. A.4.5,2BAEL91/révisée99) [2] :**

On doit avoir : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.26 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

- **Aux appuis :**

$M_a = 2.403 \text{ kN.M}$ et $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$$\rho_1 = 0.348 \quad ; \quad \beta_1 = 0.908 \quad ; \quad k_1 = 39.35$$

$$\sigma_s = \frac{M_s a}{\beta_1 x d x A_a} = \frac{2.403 \times 10^6}{0.908 \times 270 \times 235} = 41.709 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{41.709}{39.35} = 1.059 < 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_s = 5.837 \text{ KN.M}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 ; \beta_1 = 0.893 ; k_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 x d x A_t} = \frac{5.837 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 339} = 71.412 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{71.412}{31.73} = 2.250 < 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art A.4.5, 32 BAEL91/révisée99) [2] :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL91/révisée99) [2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_t}{b x d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{325} = 0.0923 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = 0.0923 \geq \frac{15.172}{10 \times 17.850} = 0.084 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b x d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**

Armatures supérieures (Aux appuis) : 3HA 12.

Armatures inférieures (En travée) : 3HA 10.

- **Armatures transversales :**

Un cadre et un étrier en HA 8.

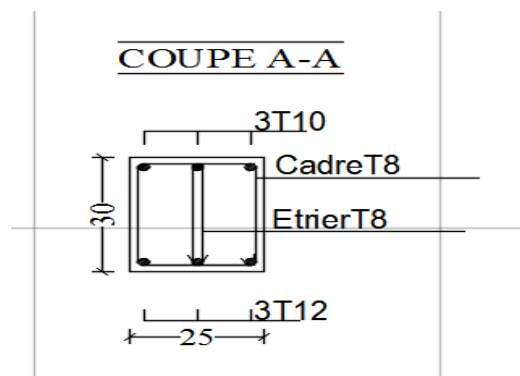
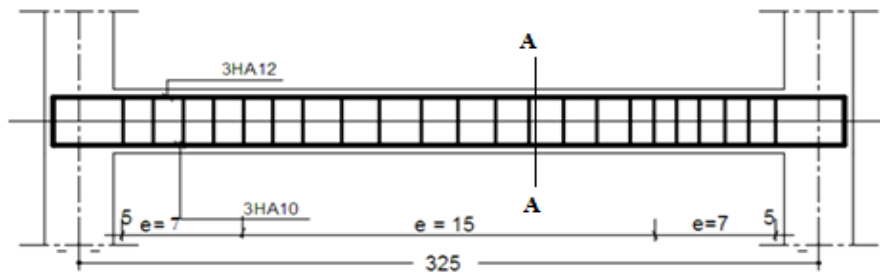


Figure III.3.5: Plan de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4 La salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un élément assurant le déplacement en hauteur. L'ensemble du dispositif des guides, moteur, mécanique et câbles est installé le plus souvent dans une trémie ou gaine rectangulaire verticale fermée ou parfois semi-fermée située en général à l'intérieur de l'édifice, dans laquelle la cabine et le contrepoids gravitent.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(1.7 \times 1.7) \text{ m}^2$ appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 10 tonnes (100 kN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à $V = (1 \text{ m/s})$.

III.4.1 Dimensionnement :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

$l_x = 1.7 \text{ m}$ $l_y = 1.7 \text{ m}$

Avec une surface : $S = 2.89 \text{ m}^2$.

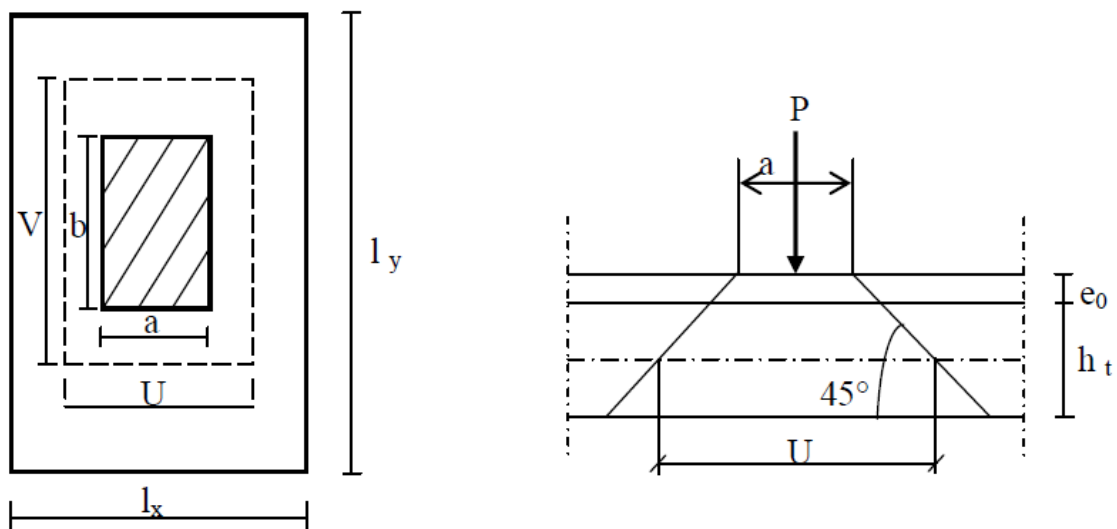


Figure III.4.1 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

On a $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.7}{1.7} = 1 > 0,4 \Leftrightarrow$ Le panneau de dalle travail dans les deux sens.

On a $ht \geq \frac{l_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.67 \text{ cm}$

NB : Le RPA 2003 exige une hauteur $ht \geq 12\text{cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : **ht = 15cm.**

III.4.2 Détermination des sollicitations :

- **Hypothèse :**

La dalle est soumise aux charges suivantes :

1- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l^2_x$

Dans sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec : $\mu_x = \frac{M_x}{q l^2_x}$ et $\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$

2-Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$M_x = P. (M_1 + vM_2)$

$M_y = P. (M_2 + vM_1)$

Avec : (M_1 et M_2) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

v : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$v = 0$ à l'ELU $v = 0.2$ à l'ELS

III.4.2 .1 Moments engendrés par le système de levage :

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact:**

. $U = a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$

. $V = b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

Où :

. $\xi = 1$ pour un revêtement en béton.

. $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant.

. h_0 = hauteur de la dalle

. h_1 = épaisseur de revêtement en béton = 5cm.

Donc :

. $U = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$

. $V = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm.}$

III.4.2 .2 Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :

$$M_x = P. (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + vM_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de $\frac{u}{l_x}$; $\frac{v}{l_y}$ et ρ

Donc : $\frac{u}{l_x} = \frac{105}{170} = 0.62$; $\frac{v}{l_y} = \frac{105}{170} = 0.62$; $\rho = 1$

Après interpolation : $M_1 = 0.076$; $M_2 = 0.076$

Donc :

- **À l'ELU ($v = 0$)**

. $M_{xU} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 100 \times 0.076 = 10.26 \text{ kN.m.}$

. $M_{yU} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 100 \times 0.076 = 10.26 \text{ kN.m.}$

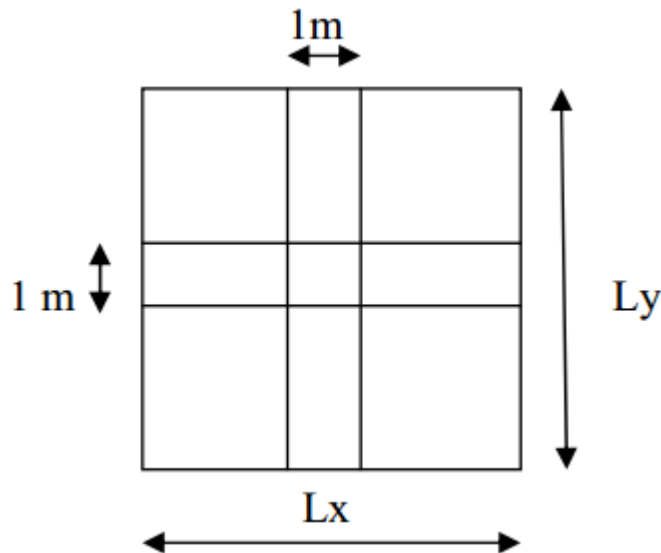
- **À l'ELS ($v = 0.2$)**

. $M_{xS} = P. (M_1 + 0.2M_2) = 100 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 9.12 \text{ kN.m.}$

. $M_{yS} = P. (M_2 + 0.2M_1) = 100 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 9.12 \text{ kN.m.}$

a. Moments dus au poids propre de la dalle pleine :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x . p . l_x^2$

Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de (l'annexe E.3 du BAEL 91/revisée99) [2] en fonction du rapport.

$$\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{donc : } \frac{l_x}{l_y} = 1$$

A l'ELU : $\mu_x = 0.0368$ et $\mu_y = 1$

A l'ELS : $\mu_x = 0.0441$ et $\mu_y = 1$

Poids propre de la dalle pleine : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

À l'ELU :

$$M_{xU} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0368 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1.70^2 = 0.856 \text{ kN.m}$$

$$M_{yU} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 0.856 = 0.856 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_{oxS} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0441 \times (4.85 + 1) \times 1.70^2 = 0.746 \text{ kN.m}$$

$$M_{oyS} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 0.746 = 0.746 \text{ kN.m}$$

b. Superposition des moments :

À l'ELU :

$$M_x = M_{xU} + M_{oxU} = 10.26 + 0.856 = 11.12 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{yU} + M_{oyU} = 10.26 + 0.856 = 11.12 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_x = M_{xS} + M_{oxS} = 9.12 + 0.746 = 9.87 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{yS} + M_{oyS} = 9.12 + 0.746 = 9.87 \text{ kN.m}$$

c. Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis.

Donc :

À l'ELU :

- **En travée**

$$M^t_x = 0.85 \times 11.12 = 9.452 \text{ kN.m}$$

$$M^t_y = 0.85 \times 11.12 = 9.452 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis**

$$M^a_x = -0.3 \times 11.12 = -3.336 \text{ kN.m}$$

$$M^a_y = -0.3 \times 11.12 = -3.336 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

- **En travée :**

$$M^t_x = 0.85 \times 9.87 = 8.389 \text{ kN.m.}$$

$$M^t_y = 0.85 \times 9.87 = 8.389 \text{ kN.m.}$$

- **Aux appuis :**

$$M^a_x = -0.3 \times 9.87 = -2.961 \text{ kN.m.}$$

$$M^a_y = -0.3 \times 9.87 = -2.961 \text{ kN.m.}$$

III.4.3 Calcul des armatures :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.fbc} = \frac{M.10^6}{1000 .130^2.14,2}$$

À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$. A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{M.10^3}{\beta.13.348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	9.452	0,039	0,9805	2.13	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	X-X	3.336	0,014	0,993	0.743	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	9.452	0,039	0,9805	2.13	5HA8=2.51	20 cm
Sur appuis	Y-Y	3.336	0,014	0,993	0,743	5HA8=2.51	20 cm

III.4.4 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité (Art. B.7.4 BAEL 91 /révisée 99) [2].**

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 \frac{l_x}{l_y}}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \min \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} (100 \times 15)$$

$$\rightarrow A_x \min = 1.2 \text{ cm}^2.$$

Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_y \min = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3.92 \text{ cm}^2 > A_y \min = 1.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des barres (Art. A.7.2,1 BAEL 91 /révisée99) [2].**

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

➤ **Espacements des barres (Art. A.8.2, 42 BAEL 91/révisée99) [2].**

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

- **Direction la plus sollicitée (x-x) :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

- **Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

➤ **Poinçonnement (Art. A.5.2, 42 BAEL 91 /révisé99) [2].**

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

h : L'épaisseur totale de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$\Rightarrow U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN.}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.2 \times 0.15 \cdot \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$Q_u = 135 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

➤ **Justification des armatures d'effort tranchant (Art. A.5.2, 2 BAEL 91 /révisé99) [2].**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

. Dans le cas où $u < v$ ($u=U$ et $v=V$) :

- **Au milieu de U :** $V_u = \frac{P}{2U+V}$

- **Au milieu de V :** $V_v = \frac{P}{3U}$

Avec :

$$V_u = \frac{135}{2.0,8+0,8} = 56.25 \text{ kN.}$$

$$V_v = \frac{135}{3.0,8} = 56.25 \text{ kN.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{56,25 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.432 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.432 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.4.5 Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton :

- **Sens x-x = sens y-y**

• **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6. f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.301$; $\beta_1 = 0.914$; $K_1 = 43.14$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8.389 \times 10^6}{0,914.130.3,92.10^2} = 180.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{180.12}{43.14} = 4.175 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.175 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. **→ La condition est vérifiée.**

• **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100.13} = 0.192$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.192$: $\beta_1 = 0.929$; $K_1 = 55.42$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{2.961 \times 10^6}{0,929.130.2,51.10^2} = 97.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{97.68}{55.42} = 1.76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. **→ La condition est vérifiée.**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (A.4.5, 32 BAEL 91 /révisé99) [2].**

La dalle de la salle machine 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.

➤ **Etat limite de déformation (BAEL 91/ Art. B.7.5) [2].**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les deux conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{170} = 0.088 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8.389}{20 \times 9.87} = 0.042 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x :**

En travée : $5HA\ 10/ml = 3.92\ cm^2$ ($St = 20\ cm$).

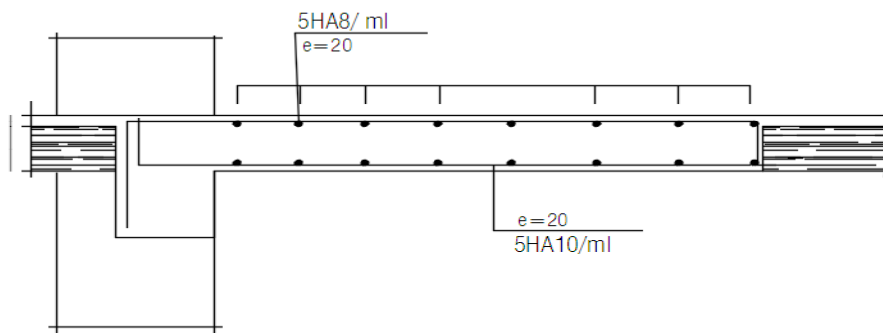
Aux appuis : $5HA\ 8/ml = 2.51\ cm^2$ ($St = 20\ cm$).

- **Sens y-y :**

En travée : $5HA\ 10/ml = 3.92\ cm^2$ ($St = 20\ cm$).

Aux appuis : $5HA\ 8/ml = 2.51\ cm^2$ ($St = 20\ cm$).

Sens XX :



Sens YY:

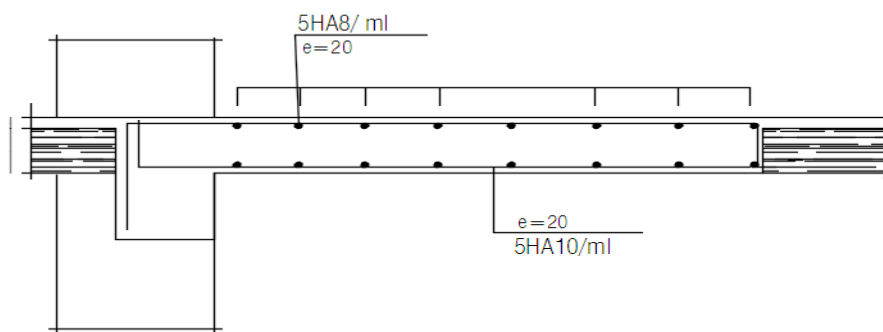


Figure III.4.2 : Plan de ferrailage de la dalle salle machine.

III.5 Les planchers :

Introduction :

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages successifs dans une construction et recueillant les charges et les surcharges de fonctionnement du bâtiment.

La structure comporte deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Constitués de corps creux, de poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression pour une hauteur totale de 20 cm (16+4).

- **Plancher en dalle pleine :**

Le plancher en dalle pleine est constitué d'une épaisseur de béton armé de 15 à 20cm en moyenne, coulée sur un coffrage plat.

Pour des difficultés de réalisation d'un plancher en corps creux, les aires triangulaires (Par exemple) sont réalisées en dalle pleine.

III.5.1 Plancher en corps creux :

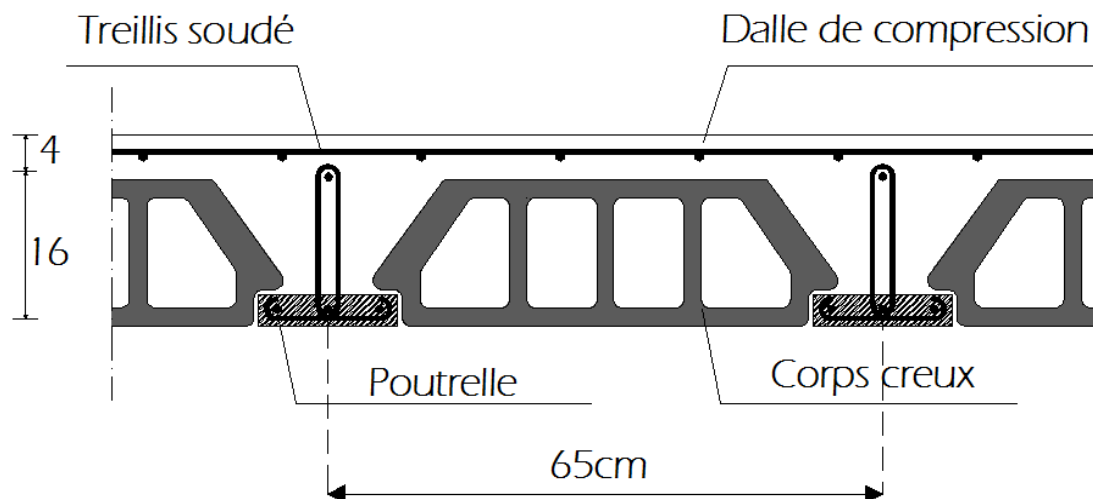


Figure III.5.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.5.1.1 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).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL91 modifiée 99(Art B.6.8, 423) [3]**:

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

• **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2.$$

On adoptera $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion:

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5×200×5× 200) mm².

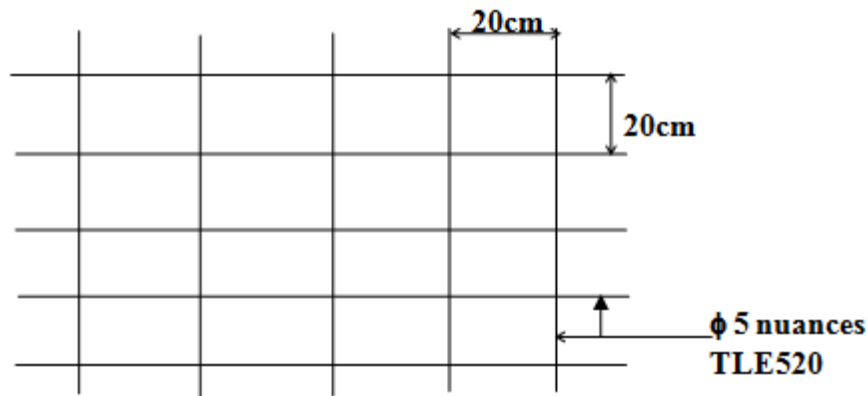


Figure III.5.2 : Treillis soudées de (5×200×5× 200) mm².

III.5.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm² reposant sur deux appuis.

III.5.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie (représentent son poids propre poids de corps creux et la surcharge revenant au

plancher) dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci dessous:

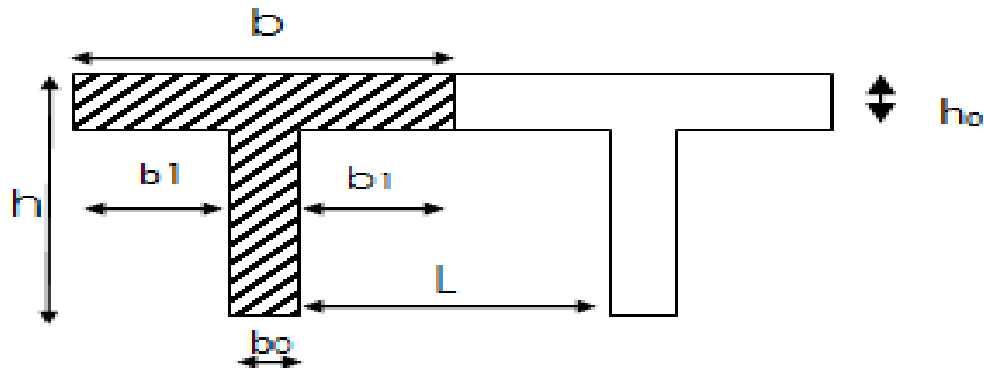


Figure III.5.3 : Dimensions de la section en Té.

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

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

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

L : longueur libre entre nus d'appuis.

$h_0 = 4\text{ cm}$: 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 :

- **1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.70 à 1.20) m.

- **2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:**

La poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en T. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant aux planchers.

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

III.5.2.2 Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre du plancher : $G = 6.34 \times 0.65 = 4.121 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{u1} = 1.35 \times 4.121 + 1.5 \times 0.65 = 6.538 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_{s1} = 4.121 + 0.65 = 4.771 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher d'étage courant :**

Poids propre du plancher : $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.

A l'ELU :

$$q_{u2} = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 0.975 = 6.183 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_{s2} = 3.497 + 0.975 = 4.472 \text{ KN/ml}$$

Il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher terrasse) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

III.5.2.3 Détermination des efforts internes :

Pour les poutres et les poutrelles, cette étape se fait généralement avec l'une de ces Méthodes :

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

- **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La méthode forfaitaire s'applique pour un plancher dit à surcharge d'exploitation modérée (c'est à dire la surcharge $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ [kN/m}^2])$), où G représente la Charge

permanente et Q la surcharge Nominale du plancher). De plus, celle-ci doit satisfaire les conditions suivantes:

1. Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées,
2. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

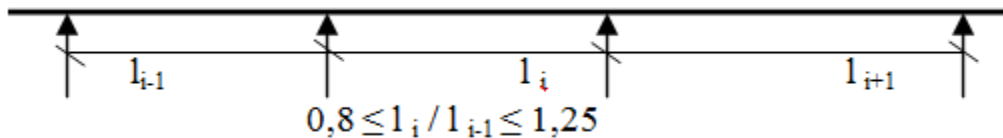


Figure III.5.4 : Schématisation des portées successives

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

• **Application de la méthode :**

Soit :

M_o : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée l que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q

$$M_o = \frac{ql^2}{8} \text{ (pour une portée } l, \text{ charge uniformément répartie).}$$

M_w, M_e, M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ainsi que le moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité.

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ($\alpha = \frac{Q}{Q+G}$)

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \right] \dots \text{ Dans une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o \right] \dots \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{ql}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{ql}{2}$$

Remarque :

Les portées des différentes travées sont prises entre nus d'appuis.

III.5.2.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Planchers à charge d'exploitation modérée, où : $Q \leq (5\text{kN/m}^2 ; 2G)$

1) Plancher terrasse :

$Q = 1\text{KN/m}^2$ et $G = 6.34\text{ KN/m}^2$; $2G = 12.68\text{ KN/m}^2$. D'où :
 $Q = 1\text{KN/m}^2 < \max(12.68\text{ KN/m}^2 ; 5\text{ KN/m}^2) = 12.68\text{ KN/m}^2$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée. **La condition est vérifiée**

2) Plancher d'étage courant :

$Q = 1.5\text{KN/m}^2$ et $G = 5.38\text{ KN/m}^2$ $2G = 10.76\text{ KNm}^2$. D'où :

$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < \max(10.76\text{ KN/m}^2 ; 5\text{ KN/m}^2) = 10.76\text{ KN/m}^2$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée. **La condition est vérifiée.**

- La poutre à inerties transversales constantes. **La condition est vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.2}{3.5} = 0.91 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.5}{3.2} = 1.09 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.2}{3.2} = 1 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée.

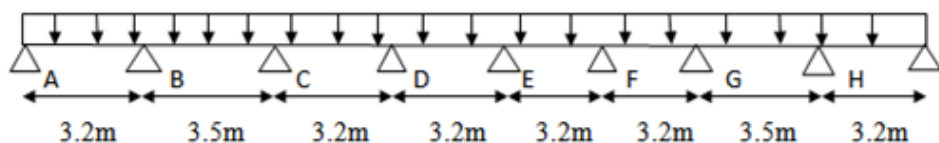
- La fissuration est peu préjudiciable. **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

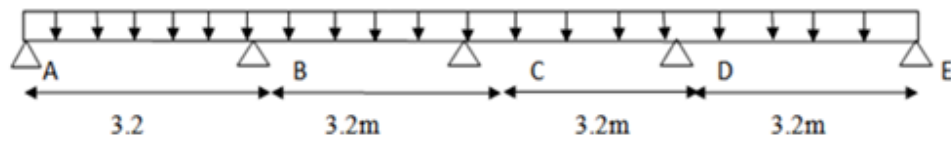
La méthode forfaitaire est applicable.

Nous avons 3 cas à étudier :

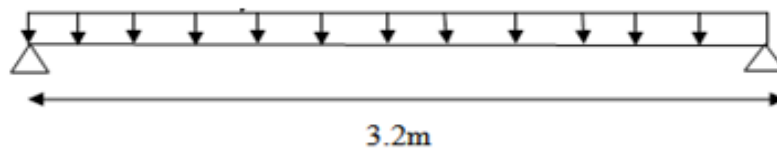
-1er type :



-2eme type :



-3eme type :



• 1 er type :

a. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{ql^2 AB}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{ql^2 BC}{8} = \frac{6.538(3.5)^2}{8} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2 CD}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2 DE}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{ql^2 EF}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{ql^2 FG}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql^2 GH}{8} = \frac{6.538(3.5)^2}{8} = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{08} = \frac{ql^2 HI}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des rapports des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \alpha = \frac{1}{6.34+1} = 0.136 \approx 0.14 < \frac{2}{3}$$

Avec $0 < \alpha < \frac{2}{3}$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1+0.3(0.14) = 1.042$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.621 \text{ (travée de rive.)}$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.521 \text{ (travée intermédiaire.)}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 8,37 = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\text{Max} (M_{o1}; M_{o2}) = 0,5(8,37 ; 10,01) = 0,5 \times 10,01 = 5,01 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{o2}; M_{o3}) = 0,4(10,01 ; 8,37) = 0,4 \times 10,01 = 4,00 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{o3}; M_{o4}) = 0,4(8,37 ; 8,37) = 0,4 \times 8,37 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4\text{Max} (M_{o4}; M_{o5}) = 0,4(8,37 ; 8,37) = 0,4 \times 8,37 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,4\text{Max} (M_{o5}; M_{o6}) = 0,4 (8,37 ; 8,37) = 0,4 \times 8,37 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4\text{Max} (M_{o6}; M_{o7}) = 0,4 (8,37 ; 8,37) = 0,4 \times 8,37 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,5\text{Max} (M_{o7}; M_{o8}) = 0,5 (10,01 ; 8,37) = 0,5 \times 10,01 = 5,01 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,3M_{o8} = 0,3(8,37) = 2,51 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments en travées :**

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de M_o , α , $(1+0.3\alpha)$;

$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$; $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ et des moments sur appuis (M_w et M_e) dans les relations suivantes :

$$M_t \geq \max \left[\left(\max [(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2} \right) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \right] \dots \text{Dans une travée de rive.}$$

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

D'où :

Etude de la travée AB :(travée de rive)

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

$$M_{tAB} \geq \max[8.79 ; 8.72] - (2.51+5.01)/2$$

$$M_{tAB} \geq 8.79-3.76= 5.03 \text{ KN.m}$$

- $M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1.2+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 5.20 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tAB} = 5.20 \text{ KN.m}$

Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

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

$$M_{tBC} \geq \max[10.51 ; 10.43] - (5.01+4.00)/2$$

$$M_{tBC} \geq 10.51-4.51= 6.00 \text{ KN.m}$$

- $M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0.3(0.14)}{2} \times 10.01 = 5.21 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tBC} = 6.00 \text{ KN.m}$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

- $M_{tCD} \geq \max[1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha)M_{03}] - (M_C+M_D)/2$

$$M_{tCD} \geq \max[8.79 ; 8.72] - (4.00+3.35)/2$$

$$M_{tCD} \geq 8.79-3.68= 5.11 \text{ KN.m}$$

- $M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 4.36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tCD} = 5.11 \text{ KN.m}$

Etude de la travée DE:(travée intermédiaire)

- $M_{tDE} \geq \max [1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}] - (M_D+M_E)/2$

$$M_{tDE} \geq \max [8.79 ; 8.72] - (3.35+3.35)/2$$

$$M_{tDE} \geq 8.79-3.35= 5.44 \text{ KN.m}$$

- $M_{tDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 4.36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tDE} = 5.44 \text{ KN.m}$

Etude de la travée EF : (travée intermédiaire)

- $M_{tEF} \geq \max [1,05M_{05} ; (1+0,3\alpha) M_{05}] - (M_E+M_F)/2$

$$M_{tEF} \geq \max [8.79 ; 8.72] - (3.35+3.35)/2$$

$$M_{tEF} \geq 8.79-3.35= 5.44 \text{ KN.m}$$

- $M_{tEF} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1.2+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 4.36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tFE} = 5.44 \text{ KN.m}$

Etude de la travée FG :(travée intermédiaire)

- $M_{tFG} \geq \max [1,05M_{06} ; (1+0,3\alpha) M_{06}] - (M_F+M_G)/2$

$$M_{tFG} \geq \max [8.79 ; 8.72] - (3.35+4.00)/2$$

$$M_{tFG} \geq 8.79-3.68= 5.11 \text{ KN.m}$$

- $M_{tFG} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 4.36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tFG} = 5.11 \text{ KN.m}$

Etude de la travée GH :(travée intermédiaire)

- $M_{tGH} \geq \max [1,05M_{07} ; (1+0,3\alpha) M_{07}] - (M_G+M_H)/2$

$$M_{tGH} \geq \max [10.51 ; 10.43] - (4.00+5.01)/2$$

$$M_{tGH} \geq 10.51-4.51= 6.00 \text{ KN.m}$$

- $M_{tGH} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{07} = \frac{1+0.3(0.14)}{2} \times 10.01 = 5.21 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tGH} = 6.00 \text{ KN.m}$

Etude de la travée HI :(travée de rive)

- $M_{tHI} \geq \max [1,05M_{08} ; (1+0,3\alpha) M_{08}] - (M_H+M_I)/2$

$$M_{tHI} \geq \max [8.79 ; 8.72] - (5.01+2.51)/2$$

$$M_{tHI} \geq 8.79-3.76= 5.03 \text{ KN.m}$$

- $M_{tHI} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{08} = \frac{1.2+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 5.20 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tHI} = 5.20 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6.538 \times 3.2)/2] + [(-5.01) - (-2.51)]/3.2 = 9.68 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [(-5.01) - (-2.51)]/3.2 = -11.24 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,538 \times 3.5)/2] + [(-4.00) - (-5.01)]/3.5 = 11.73 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,538 \times 3.5)/2] + [(-4.00) - (-5.01)]/3.5 = -11.15 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(6,538 \times 3,2)/2] + [(-3.35) - (-4.00)]/3,2 = 10.66 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,538 \times 3,2)/2] + [((-3.35) - (-4.00))/3,2] = -10.26 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(6.538 \times 3.2)/2] + [((-3.35) - (-3.35))/3.2] = 10.46 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [((-3.35) - (-3.35))/3.2] = -10.46 \text{ KN}$$

Travée EF:

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(6.538 \times 3.2)/2] + [((-3.35) - (-3.35))/3.2] = 10.46 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [((-3.35) - (-3.35))/3.2] = -10.46 \text{ KN}$$

Travée FG:

$$T_F = [(q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [(6.538 \times 3.2)/2] + [((-4.00) - (-3.35))/3.2] = 10.26 \text{ KN}$$

$$T_G = [(-q_u \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [((-4.00) - (-3.35))/3.2] = -10.66 \text{ KN}$$

Travée GH:

$$T_G = [(q_u \times l_{GH})/2] + [(M_H - M_G)/l_{GH}]$$

$$T_G = [(6.538 \times 3.5)/2] + [((-5.01) - (-4.00))/3.5] = 11.15 \text{ KN}$$

$$T_H = (-q_u \times l_{GH})/2 + [(M_H - M_G)/l_{GH}]$$

$$T_H = [(-6.538 \times 3.5)/2] + [((-5.01) - (-4.00))/3.5] = -11.73 \text{ KN}$$

Travée HI:

$$T_H = [(q_u \times l_{HI})/2] + [(M_I - M_H)/l_{HI}]$$

$$T_H = [(6.538 \times 3.2)/2] + [((-2.51) - (-5.01))/3.2] = 11.24 \text{ KN}$$

$$T_i = [(-q_u \times l_{HI})/2] + [(M_i - M_H)/l_{HI}]$$

$$T_i = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [(-2.51) - (-5.01)]/3.2 = -9.68 \text{ KN}$$

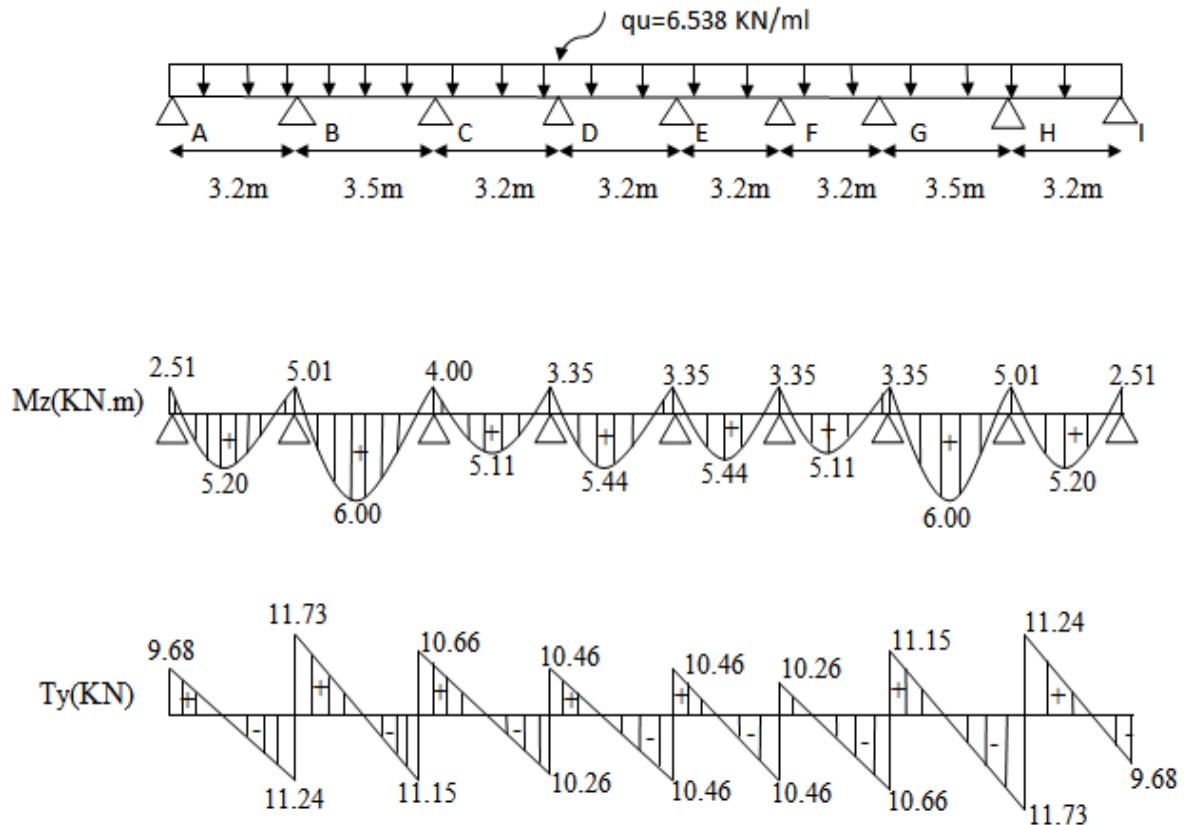


Figure III.5.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} type).

• **2^{ème} type :**

b. Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

✓ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q l^2 AB}{8} = \frac{q l^2 BC}{8} = \frac{q l^2 CD}{8} = \frac{q l^2 DE}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = M_E = 0,3M_0 = 0,3 \times 8.37 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5M_{\max}(M_0; M_0) = 0,5(8.37; 8.37) = 0,5 \times 8.37 = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 (8,37 ; 8,37) = 0,4 \times 8,37 = 3,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments en travées :**

Etude de la travée AB :(travée de rive)

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

$$M_{tAB} \geq \max [8,79 ; 8,72] - (2,51+4,19)/2$$

$$M_{tAB} \geq 8,79 - 3,35 = 5,44 \text{ KN.m}$$

- $M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+0,3(0,14)}{2} \times 8,37 = 5,20 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tAB} = 5,44 \text{ KN.m}$

Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

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

$$M_{tBC} \geq \max [8,79 ; 8,72] - (4,19+3,35)/2$$

$$M_{tBC} \geq 8,79 - 3,77 = 5,02 \text{ KN.m}$$

- $M_{tBC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+0,3(0,14)}{2} \times 8,37 = 4,36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tBC} = 5,02 \text{ KN.m}$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

- $M_{tCD} \geq \max [1,05M_{03} ; (1+0,3\alpha) M_{03}] - (M_C+M_D)/2$

$$M_{tCD} \geq \max [8,79 ; 8,72] - (3,35+4,19)/2$$

$$M_{tCD} \geq 8,79 - 3,77 = 5,02 \text{ KN.m}$$

- $M_{tCD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1,2+0,3(0,14)}{2} \times 8,37 = 4,36 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tCD} = 5,02 \text{ KN.m}$

Etude de la travée DE:(travée de rive)

- $M_{tDE} \geq \max [1,05M_{04} ; (1+0,3\alpha) M_{04}] - (M_D+M_E)/2$

$$M_{tDE} \geq \max [8.79 ; 8.72] - (4.19+2.51)/2$$

$$M_{tDE} \geq 8.79-3.35= 5.44 \text{ KN.m}$$

- $M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1.2+0.3(0.14)}{2} \times 8.37 = 5.2 \text{ KN.m}$

On prend $M_{tDE} = 5.44 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchants :

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6.538 \times 3.2)/2] + [(-4.19) - (-2.51)]/3.2 = 9.94 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [(-4.19) - (-2.51)]/3.2 = -10.98 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,538 \times 3.2)/2] + [(-3.35) - (-4.19)]/3.2 = 10.72 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,538 \times 3.2)/2] + [(-3.35) - (-4.19)]/3.2 = -10.20 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(6,538 \times 3,2)/2] + [(-4.19 + 3.35)]/3,2 = 10.20 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,538 \times 3,2)/2] + [(-4.19) - (-3.35)]/3.2 = -10.72 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(6.538 \times 3.2)/2] + [(-2.51) - (-4.19)]/3.2 = 10.98 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-6.538 \times 3.2)/2] + [(-2.51) - (-4.19)]/3.2 = -9.94 \text{ KN}$$

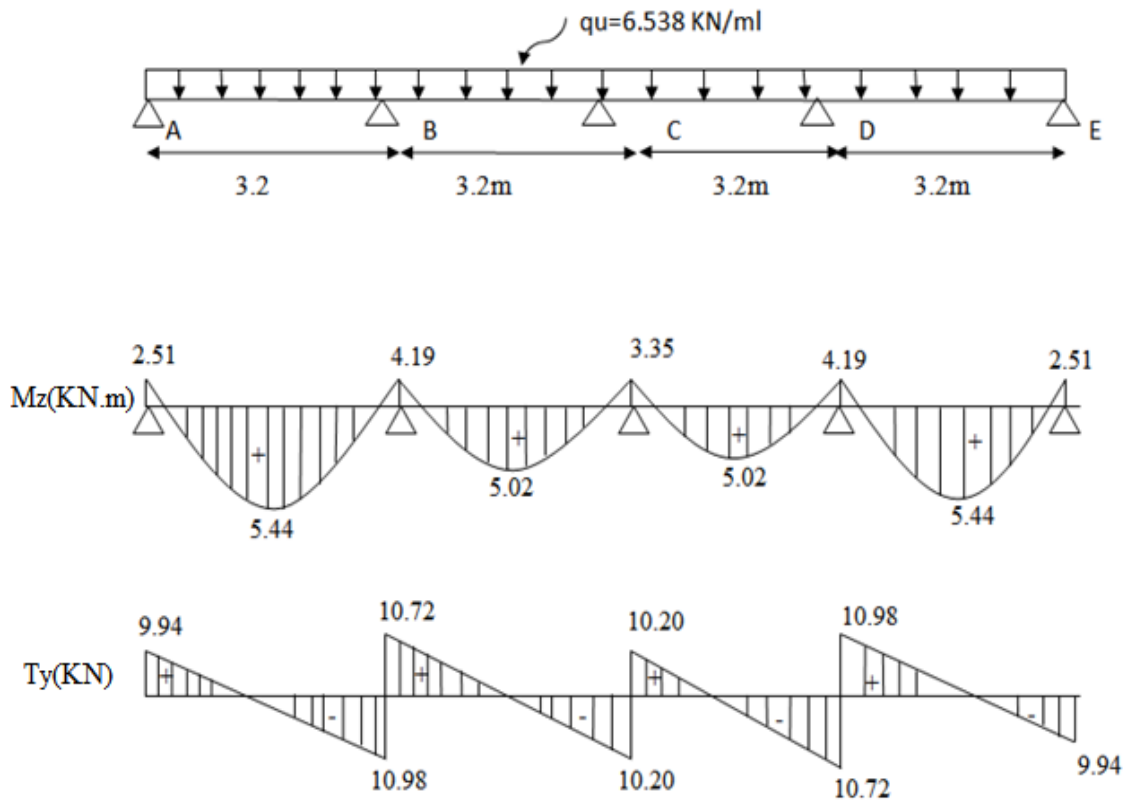


Figure III.5.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2ème type).

- **Type 3 :**

- c. **Calcul des moments sur appuis et en travées :**

- Calcul des moments fléchissant :**

- ✓ **Calcul de moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q l^2 AB}{8} = \frac{6.538(3.2)^2}{8} = 8.37 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Calcul des moments en travées :**

$$M_{TAB} = 0.85M_0 = 0.85 \times 8.37 = 7.11 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = M_B = -0.3M_0 = -0.3 \times 8.37 = -2.51 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] = [(6.538 \times 3.2)/2] = 10.46 \text{ KN.}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] = [(-6.538 \times 3.2)/2] = -10.46 \text{ KN.}$$

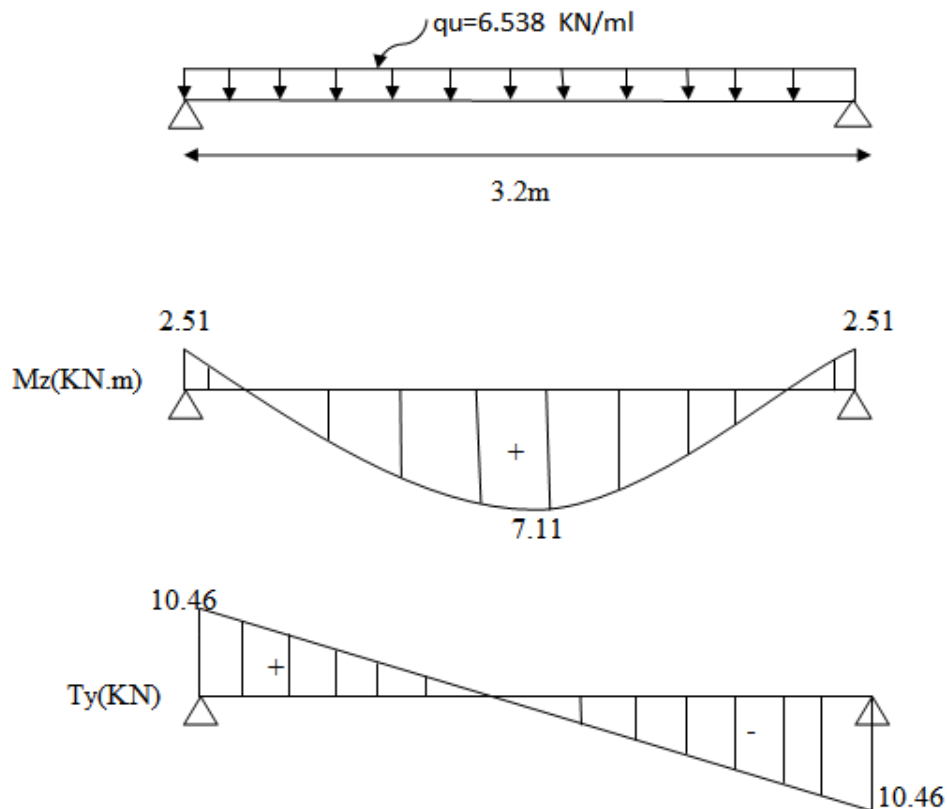


Figure III.5.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3ème type).

III.5.2.5 Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t \text{ max} = 7.11 \text{ KN.m}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a \text{ max} = 5.01 \text{ KN.m}$

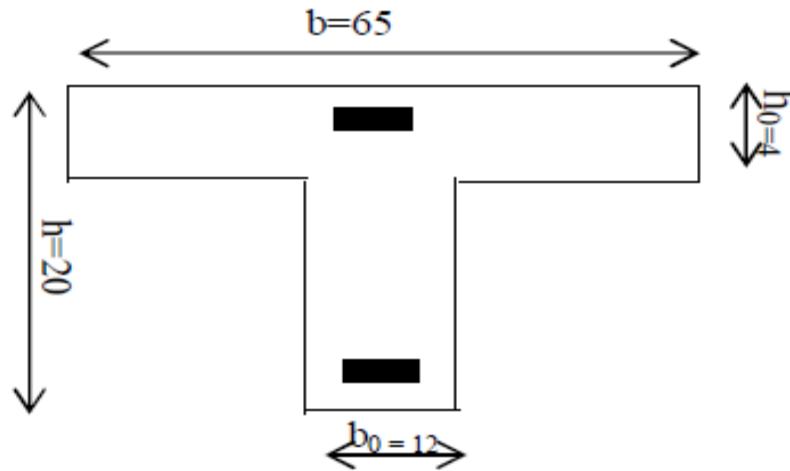


Figure III.5.8 : dimensions de la section en Te

$$\begin{cases} d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

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

$$M_{tmax} = 7.11 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

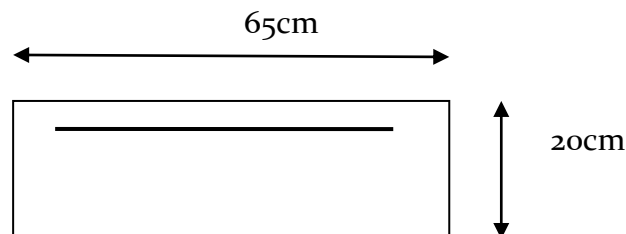


Figure III.5.9 : coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.11 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.11 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.148 \text{ cm}^2.$$

Soit : A adoptée = 3HA12 = 3.39 cm².

Aux appuis :

Ma max = 5.01 KN.m

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

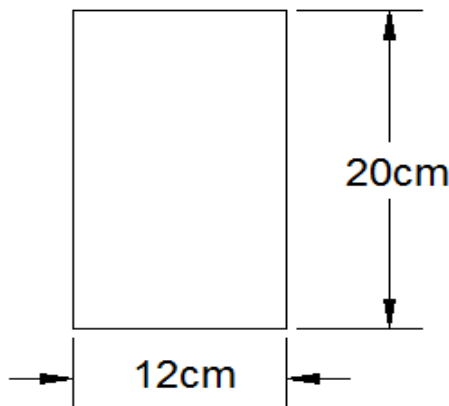


Figure III.5.10 : coupe schématique de la poutrelle (appuis).

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.01 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.090 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.01 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.839 \text{ cm}^2$$

Soit A adoptée = 1HA14 = 1.54 cm².

III.5.3 Vérifications à l'ELU :

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

• **En travée :**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

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

• **Aux appuis :**

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

$$A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > 0.260 \text{ cm}^2.$$

➤ **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: $2\phi_6 \quad A_t = 0.56 \text{ cm}^2.$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{11.73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.543 < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28}$$

Où :

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

Avec :

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

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

- **Aux appuis :**

$$\Sigma \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 1 \times 3.14 \times 14 = 43.96 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.73 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 43.96} = 1.647 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.647 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} . \text{ condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\Sigma \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.73 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.64 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.64 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

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

Ancrage des barres aux appuis

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

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

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

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 : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

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 :**

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

$$T_u \max = 11.73 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \text{ condition vérifiée.}$$

- **Pour l'acier :**

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

$$Aa = 1,54\text{cm}^2$$

$$Aa \geq \frac{1.15}{40} \left(11.73 - \frac{5.01}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$Aa \geq -0.172\text{cm}^2$$

$$Aa = 1.54\text{cm}^2 > -0.551\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.5.4 Vérifications à l'ELS : ($q_s = 4.771 \text{ KN/ml}$)

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 .Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ Pour obtenir les valeurs des moments à l'els :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.771}{6.538} = 0.73$$

- **Type 1 :**

- ✓ **Moment aux appuis : (KN.m)**

$$MA = 2.51 \times 0.73 = 1.83$$

$$MB = 5.01 \times 0.73 = 3.66$$

$$MC = 4.00 \times 0.73 = 2.92$$

$$MD = 3.35 \times 0.73 = 2.45$$

$$ME = 3.35 \times 0.73 = 2.45$$

$$MF = 3.35 \times 0.73 = 2.45$$

$$MG = 4.00 \times 0.73 = 2.92$$

$$MH = 5.01 \times 0.73 = 3.66$$

$$MI = 2.51 \times 0.73 = 1.83$$

- ✓ **Moment en travée : (KN.m)**

$$Mt_{AB} = 5.20 \times 0.73 = 3.80$$

$$Mt_{BC} = 6.00 \times 0.73 = 4.38$$

$$Mt_{CD} = 5.11 \times 0.73 = 3.73$$

$$Mt_{DE} = 5.44 \times 0.73 = 3.97$$

$$Mt_{EF} = 5.44 \times 0.73 = 3.97$$

$$Mt_{FG} = 5.11 \times 0.73 = 3.73$$

$$MtGH=6.00 \times 0.73=4.38$$

$$MtHI=5.20 \times 0.73=3.80$$

✓ **Effort tranchant : (KN)**

Travée AB :

$$TA=9.68 \times 0.73=7.07$$

$$TB=-11.24 \times 0.73=-8.20$$

Travée BC :

$$TB=11.73 \times 0.73=8.56$$

$$TC=-11.15 \times 0.73=-8.14$$

Travée CD :

$$TC=10.66 \times 0.73=7.78$$

$$TD=-10.26 \times 0.73=-7.49$$

Travée DE :

$$TD=10.46 \times 0.73=7.64$$

$$TE=-10.46 \times 0.73=-7.64$$

Travée EF :

$$TE=10.46 \times 0.73=7.64$$

$$TF=-10.46 \times 0.73=-7.64$$

Travée FG:

$$TF=10.26 \times 0.73=7.49$$

$$TG=-10.66 \times 0.73=-7.78$$

Travée GH:

$$TG=11.15 \times 0.73=8.14$$

$$TH=-11.73 \times 0.73=-8.56$$

Travée HI:

$$TH=11.24 \times 0.73=8.21$$

$$TI=-9.68 \times 0.73=-7.07$$

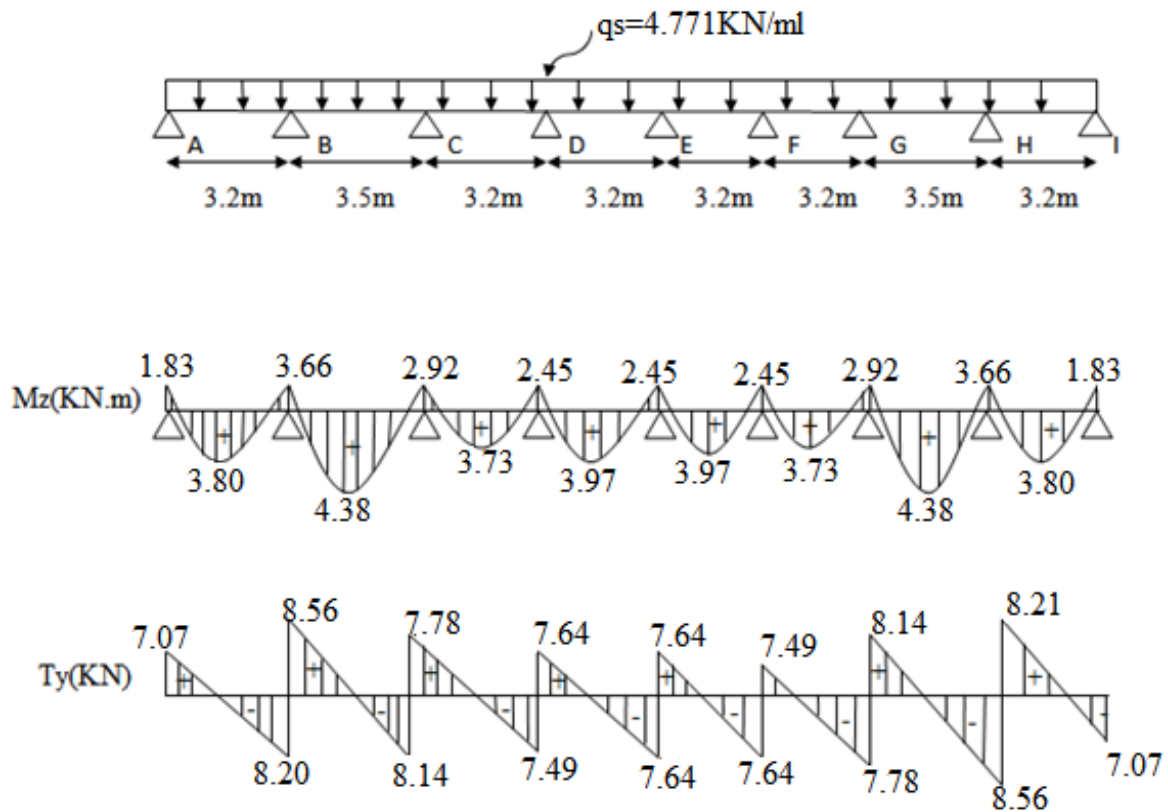


Figure III.5.11 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS(1^{er} type).

- **Type 2:**

- ✓ **Moment aux appuis** : (KN.m)

$$M_A = M_E = 2.51 \times 0.73 = 1.83$$

$$M_B = M_D = 4.19 \times 0.73 = 3.06$$

$$M_C = 3.35 \times 0.73 = 2.44$$

- ✓ **Moment en travée** : (kN.m)

$$M_{tAB} = M_{tDE} = 5.44 \times 0.73 = 3.97$$

$$M_{tBC} = M_{tCD} = 5.02 \times 0.73 = 3.66$$

- ✓ **Effort tranchant** : (KN)

Travée AB :

$$T_A = 9.94 \times 0.73 = 7.26$$

$$T_B = -10.98 \times 0.73 = -8.02$$

Travée BC :

$$T_B = 10.72 \times 0.73 = 7.83$$

$$T_C = -10.20 \times 0.73 = -7.45$$

Travée CD :

$$T_C = 10.20 \times 0.73 = 7.45$$

$$T_D = -10.72 \times 0.73 = -7.83$$

Travée DE :

$$T_D = 10.98 \times 0.73 = 8.02$$

$$T_E = -9.94 \times 0.73 = -7.26$$

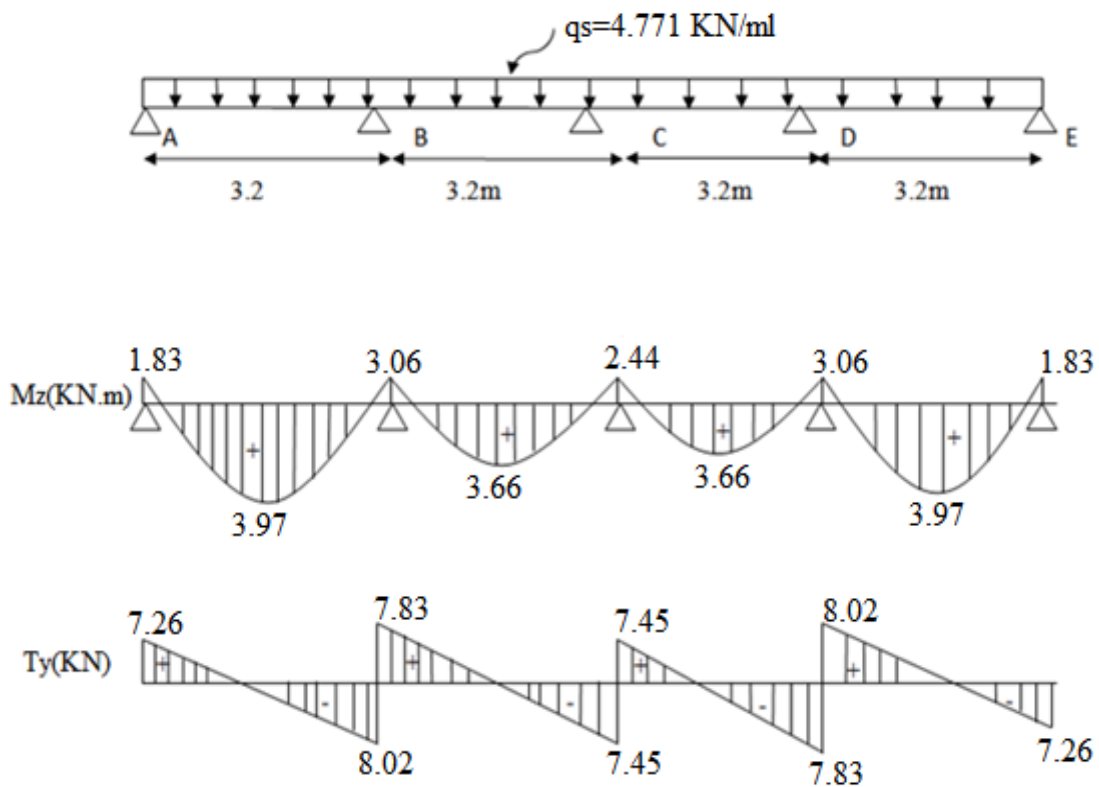


Figure III.5.12 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (2ème type).

- **Type 3 :**

- ✓ **Moment aux appuis :** (KN.m)

$$M_A = M_B = 2.51 \times 0.73 = 1.83$$

✓ **Moment en travée :** (KN.m)

$$M_{tAB} = 7.11 \times 0.73 = 5.20$$

✓ **Effort tranchant :** (KN)

Travée AB :

$$T_A = 10.46 \times 0.73 = 7.64$$

$$T_B = -10.46 \times 0.73 = -7.64$$

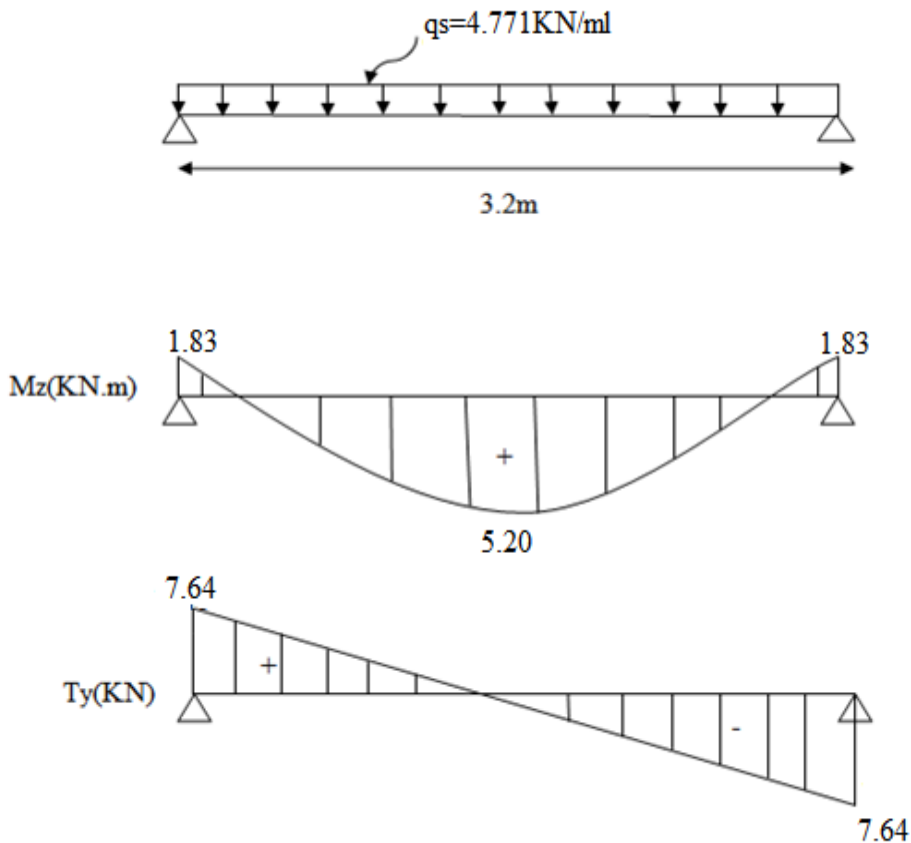


Figure III.5.13 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (3ème type).

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

• **Aux appuis :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\Sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_l} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1,d} \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.712$$

Pour : $\rho = 0.712$ $\beta_1 = 0.877$; $k_1 = 25.65$

$$M_a = 3.66 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma_{st} = \frac{3.66 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 150.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{150.55}{25.65} = 5.87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

Pour : $\rho = 1.569$ $\beta_1 = 0.837$ $k_1 = 15.67$

$$M_t = 5.20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.20 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 101.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{101.81}{15.67} = 6.5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

➤ **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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1 \text{ Mt}}{15 M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

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

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.057 \geq \frac{5.20}{15 \times 7.305} = 0.047 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1.54}{12 \times 18} = 0.0071 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :**Ferrailage adopté :****Armatures longitudinales :**

- En travée : $3HA_{12} = 3.39\text{cm}^2$.
- Aux appuis : $1HA_{14} = 1.54\text{cm}^2$.

Armatures transversales :

- $2HA_6 = 0.56\text{cm}^2$

Avec un espacement de 15 cm.

III.6 Balcon :

Le balcon est une plate forme en saillie sur une façade, entourée d'une balustrade et communicant avec une pièce, il se calcule comme une poutre console encastree au niveau de la poutre du plancher sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

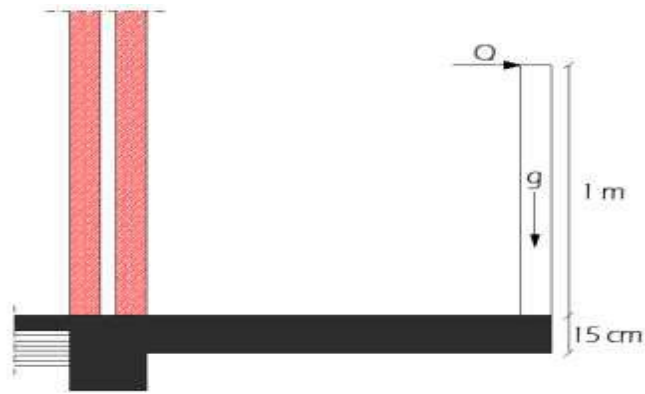


Figure III.6.1: coupe transversale du balcon.

III.6.1 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanentes :

Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ KN/ml}$
($G = 5.33 \text{ KN/m}^2$; du tableau chapitre II).

Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$. Où :
 $g = 1.62 \text{ KN/m}^2$ est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double Revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

b. Surcharges d'exploitations :

$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kn/ml}$ (DTR B.C.2.2)

III.6.2 Combinaisons de charges :

• À l'ELU :

- Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.445 \text{ KN/ml}$.
- Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$.

• À l'ELS :

- Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}$.
- Charge concentrée : $g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$.

III.6.3 Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

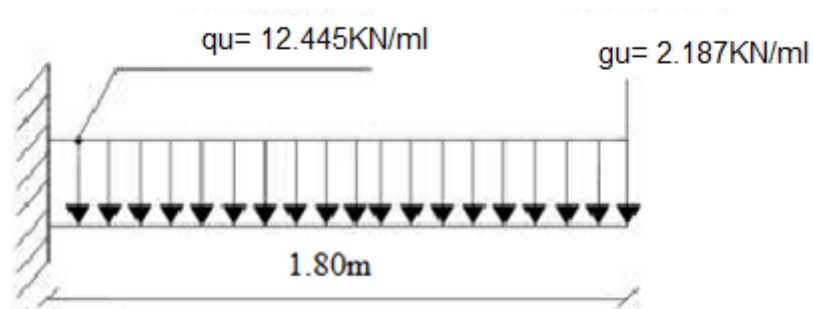


Figure III.6.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

1. Calcul du moment fléchissant provoqué par la charge QU :

$$M_u = -\frac{q_u.l^2}{2} - g_u.l = -\frac{12.445 \times 1.8^2}{2} - 2.187 \times 1.8 = -16.22 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) signifie que la fibre supérieure est tendue.

2. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = (q_u.l) + g_u = 12.445 \times 1.8 + 2.187 = 24.59 \text{ KN.}$$

III.6.4 Calcul des Armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{16.22 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.066 < \mu_l = 0.392$$

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

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.066$: $\beta = 0.966$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{16.22 \times 10^3}{0.966 \times 13 \times 348} = 3.71 \text{ cm}^2.$$

Soit A adoptée = 4HA12 = 4.52 cm². Avec un espacement $s_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 99 [2], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq 1/3 A_{adoptée} = 1.506 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 4HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2. \text{ Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.6.5 Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2 ,1 BAEL 99) [2].**

$$A_{min} \geq 0.23 b.o.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2.$$

$A=4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.59 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.189 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A 4.2.1 BAEL 99) [2].**

$$\bar{V}_u = 0.4 \cdot f_{c28} \cdot 0.9 \cdot \frac{db}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times \frac{1 \times 0.13}{1.15} = 1017.391 \text{ KN.}$$

$$V_u = 24.59 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.391 \text{ KN.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1 ,3 du BAEL 99) [2]:**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

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

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

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} = \frac{24.59 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.39 \text{ MPa.}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 1.39 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

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

➤ **Ancrage des barres (A 6.1 ,221 du BAEL 99) [2]:**

$$\tau_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement Mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm.}$

D'où : $L_c = 18 \text{ cm.}$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ **La condition est vérifiée.**

Armatures de répartitions : $S_t = 25\text{cm} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ **La condition est vérifiée.**

III.6.6 Vérifications à l'ELS :

Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ kN/ml}$.

Charge concentrée : $g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml}$.

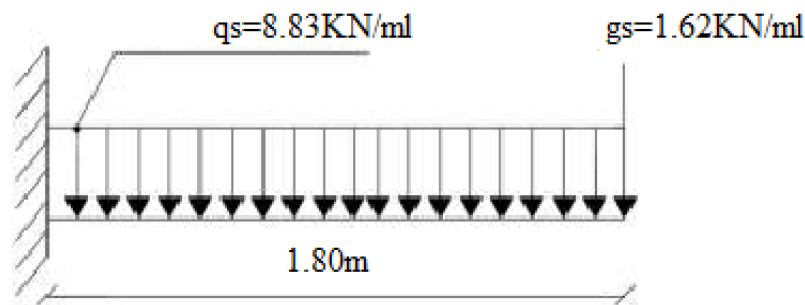


Figure III.6.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

1. Calcul du moment fléchissant :

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} - g_s \cdot l = -\frac{8.83 \times 1.8^2}{2} - 1.62 \times 1.8 = 11.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho = 0.347 ; \quad \beta = 0.909 ; \quad k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.38 \times 10^6}{0.909 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 213.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{213.06}{39.95} = 5.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

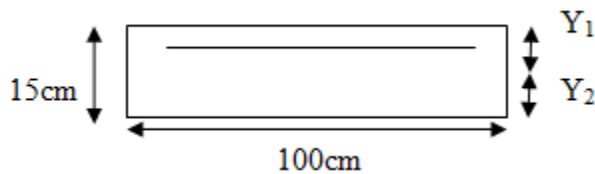
➤ **Vérification de la flèche :**

D'après l'article B.6.5, 1 du BAEI 99 [2], on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = 0.083 > \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{11.38}{10 \times 11.38} = 0.1 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifier que : $f = \frac{M t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$



Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée ; $E_v = E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $\frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

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

ρ : Est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d}$$

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

Calcul des paramètres :

La position de l'axe neutre :

$$S_{ix}'x = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (bxh) + (15 \times A_t).$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 4.52) = 1567.8 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.73 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \cdot A_t \cdot (Y_1 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.73^3 + 7.27^3) + 15 \times 4.52 \times (7.73 - 2)^2$$

$$I_0 = 30430.42 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \quad ; \quad \beta = 0.983$$

$$\sigma_s = \frac{11.38 \times 10^6}{0.983 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 197.02$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0034 \times 197.2) + 2.1} ; 0 \right) = 0.34$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right) \times 0.0034} = 2.47$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 30430.42}{1 + 0.34 \times 2.47} = 18194.07$$

$$f = \frac{11.38 \times 10^6 \times 1800^2}{10 \times 10818.865 \times 18194.07 \times 10^4} = 1.873$$

$$f = 0.187 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1800}{500} = 3.6 \text{ mm} = 0.36 \text{ cm}$$

$$f = 0.187 \text{ cm} < \bar{f} = 0.36 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

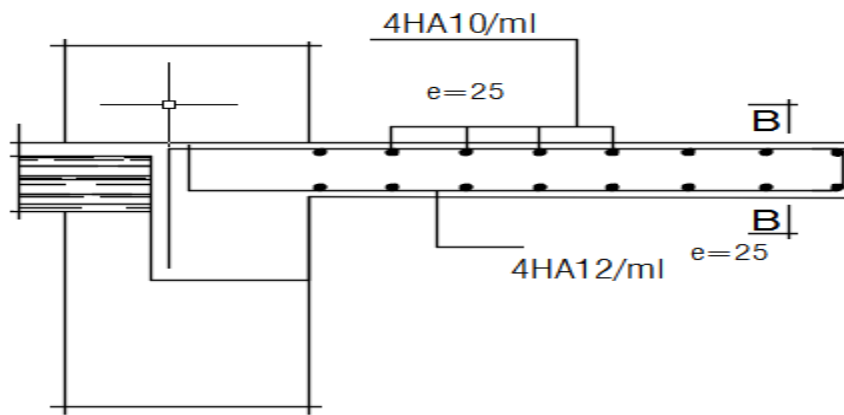
Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'État Limite de Service.

- **Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :**

Armatures principales : 4 HA12 (St= 25cm).

Armatures de répartition : 4HA10 (St = 25cm).



Coupe: B-B

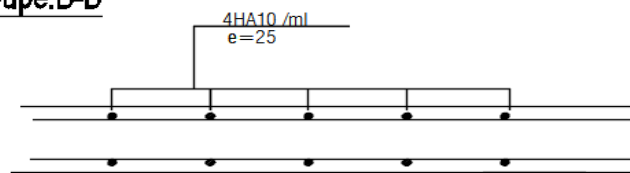


Figure III.6.4 : Plan de ferrailage du balcon.

III.7 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal Q dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

III.7.1 Dimensions :

Hauteur : $h = 60$ cm.

Épaisseur : $h_0 = 10$ cm.

Enrobage : $c = c' = 2$ cm.

Surface totale : $S = 0.07275$ cm².

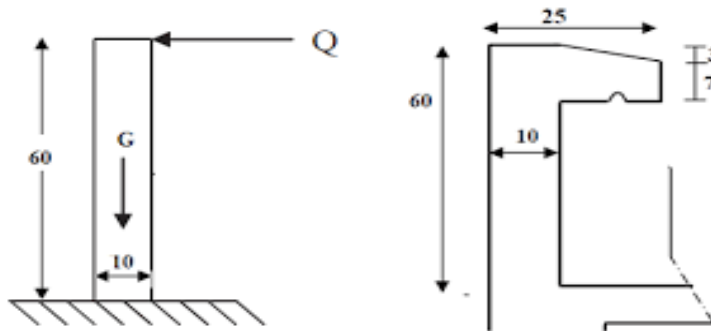


Figure III.7.1: Coupe verticale de l'acrotère.

III.7.2 chargement:

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.60 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) - \frac{(0.03 \times 0.15)}{2}$$

$$S = 0.07275 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.07275 = 1.819 \text{ kN/m}^2$$

ρ : Masse volumique du béton armé ($\rho = 25 \text{ kN/m}^3$)

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

III.7.3 Détermination des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \cdot 1 = 1.819 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \cdot 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment dû à l'effet de la main courante : $M = Q \cdot h \cdot 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

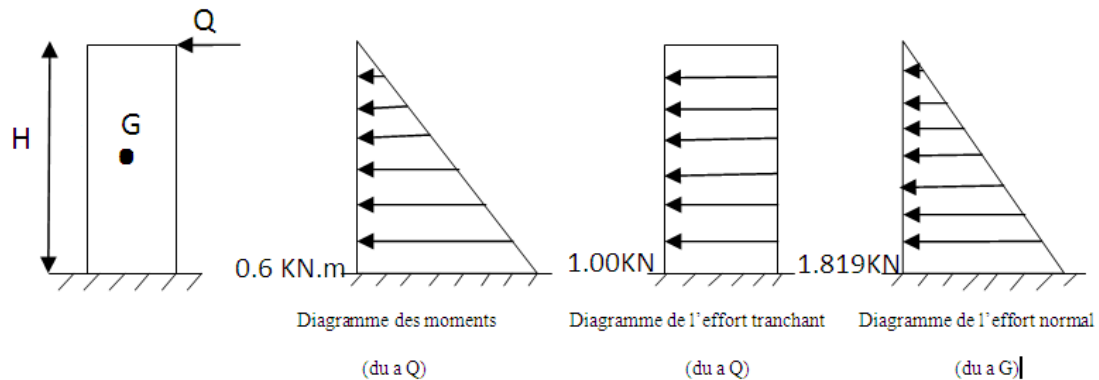


Figure III.7.2 : Schémas statiques de l'acrotère.

III.7.4 Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) [1].}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) →

$$A=0.15 \text{ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1) [1].}$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (RPA version 2003/Art 6.2.3 tab (6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p= 1.819$ [kN/ml])

$$\text{D'ou : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ [kN/ml].}$$

$F_p = 0.873 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$ → il n'y a pas lieu de faire le calcul, en prenant un effort horizontal F_p dû à l'action des forces sismiques.

III.7.5 Combinaison des Charges :

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

- Effort normal de compression : $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ KN.}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$
- Moment de renversement : $M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m}$

ELS : $q_s = G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1.819 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$.
- Moment de renversement : $M_s = M_q = 0.60 \text{ KN.m}$

III.7.6 Calcul à l'ELU :

Ce calcul consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée encastrée à la base et libre à l'extrémité (console).



Figure III.7.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.455} = 0.366$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3$$

$$e_u = 36.65 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3$$

M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$\frac{h}{2} - c \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée (SPC). elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad ; \quad g = e_u + (h/2 - c) = [0,366 + (0,1/2 - 0,02)] = 0,396 \text{ m.}$$

$$M_f = 2.455 \times 0,396 = 0,972 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,972 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2}$$

$$\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392$$

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

$$\mu = 0,0106 \rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0,972 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

c. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est:

$$A_{st \text{ ELU}} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,455}{34,8} = 0,279$$

$$A_{st \text{ ELU}} = 0,279 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc \text{ ELU}} = 0 \text{ cm}^2.$$

III.7.7 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A 4.2.1 BAEL99) [2].

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,455d}{e - 0,185d} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{36,65 - 0,455 \times 8}{36,65 - 0,185 \times 8}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 36,65$$

$$A_{min} = 0,906 > A_{st \text{ ELU}} = 0,279 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_{st} = A_{min} = 0,906 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } A_{adopté} = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : (A.8.2, 41 du BAEL 99) [2].

$$A_r = A_{\text{adoptée}} / 3 = 2,51 / 3 = 0,836 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec $100/4 = 25 \text{ cm}$; on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

b.Vérification aux cisaillements : (A.5.1, 211 du BAEL 99) [2].

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 8} = 0.0187 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

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

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Où :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.165 \text{ MPa.}$$

Où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm.}$$

$\tau_{se} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion :

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

d.Espacement des barres :(Art. A.8.2, 42BAEL 91 /révisé99) [2].

Nous avons une fissuration préjudiciable.

. Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

e.Longueur de scellement droit: (Art A.6.1.221 BAEL91/revisé99) [2] :

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite L_s est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \phi \times \frac{f_e}{4\tau_{su}} = 8 \times \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $L_s = 32$ cm.

III.7.8 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...) La fissuration est donc considérée préjudiciable.

$$e_s = 36.65 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} \longrightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$\overline{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$ il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA).

a.Contrainte limite dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Barre H.A)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{266.67; 201.63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d.A}}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.313$$

$$\rho = 0.313 \longrightarrow \beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.912 \times 80 \times 2.51 \times 10^2} = 33.20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 33.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

$$\text{On a: } \rho = 0,313$$

D'après le tableau : $\beta_1 = 0,912$ et $\alpha = 3(1-0.912) = 0,264$.

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.264}{15(1-0.264)} = 0.023.$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 41.82 = 0,961 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow$ La condition est vérifiée.

Conclusion :

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 5HA8/ml = 2,51cm²
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2,01 cm²

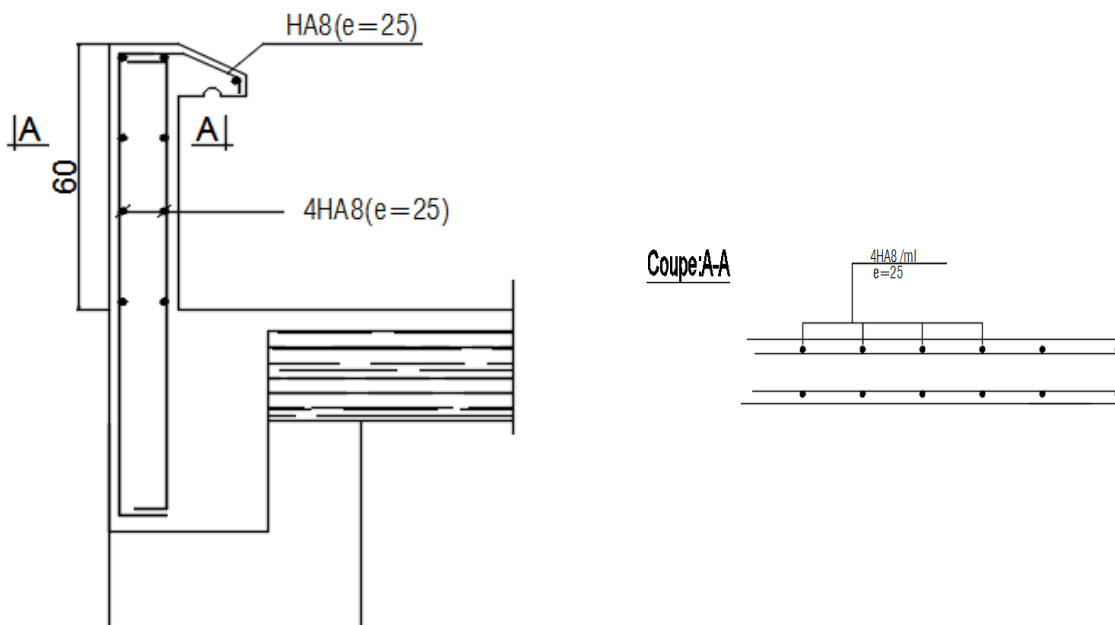


Figure III.7.4 : Plan de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS

IV.1 Généralités sur le logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- .La modélisation de tous types de bâtiments.
- .La prise en compte des propriétés des matériaux.
- .L'analyse des effets dynamique et statique.
- .La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- .Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

IV.2 Étapes de modélisation :

IV.2.a 1ère étape : Définir la géométrie de la structure

- **Choix de l'unité :**

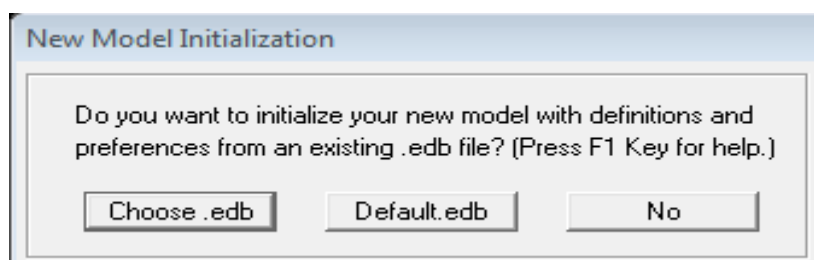
L'utilisateur dispose d'une liste déroulante à droite de la barre d'état où il doit choisir un système d'unités pour la saisie des données.



Figure IV.1 : Icône des unités dans ETABS.

- **Création d'un nouveau model :**

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « **Ctrl+N** ». Une boîte de dialogue intitulée « **New Model Initialization** » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



« **Choose. edb** » Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.

« **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

- **Géométrie de base :**

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Definition** » apparaît tel que:

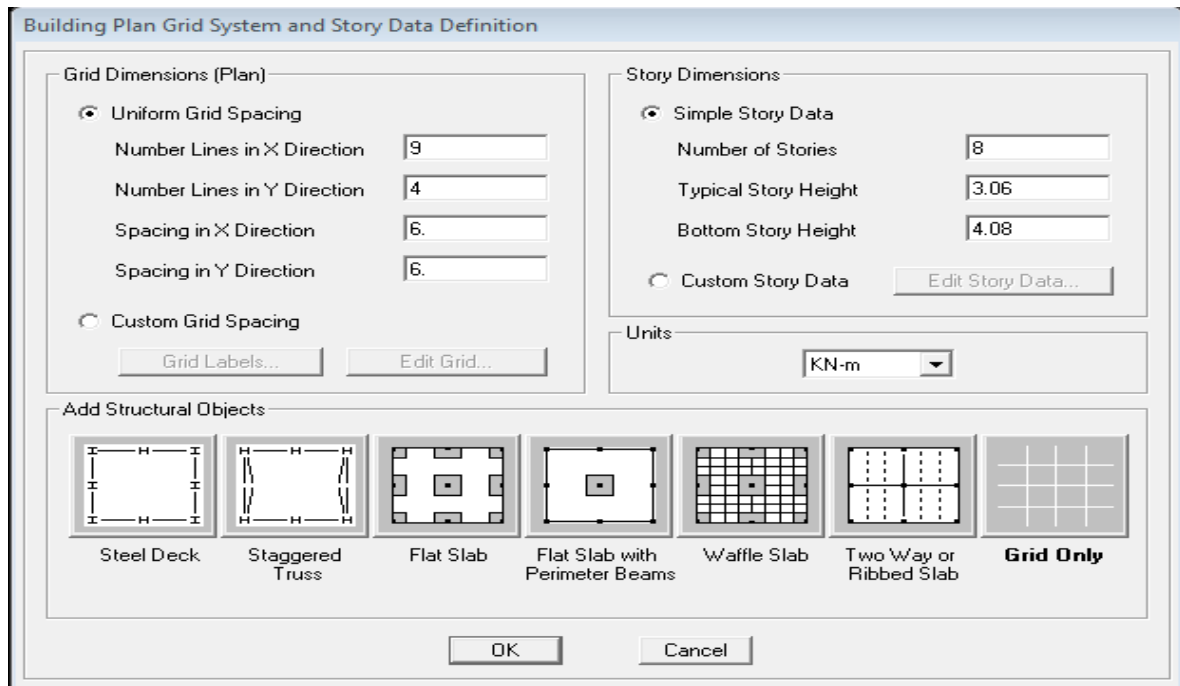


Figure IV.2 : Géométrie de base.


- « **Number Lines in X Direction** » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X. (dans notre cas nous avons 9 lignes suivant x-x)
- « **Number Lines in Y Direction** » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y. (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- « **Spacing in X Direction** » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.
- « **Spacing in Y Direction** » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.
- « **Number of Stories** »: Nombre d'étages. (Dans notre cas on a 8 niveaux : un R+7.)
- « **Typical Story Height** »: Hauteur (constante) d'étage courant. (Dans notre cas la Hauteur d'étage courant est de (3.06m).
- « **Bottom Story Height** »: Hauteur du RDC. (Dans notre cas la Hauteur de RDC est de (4.08m).

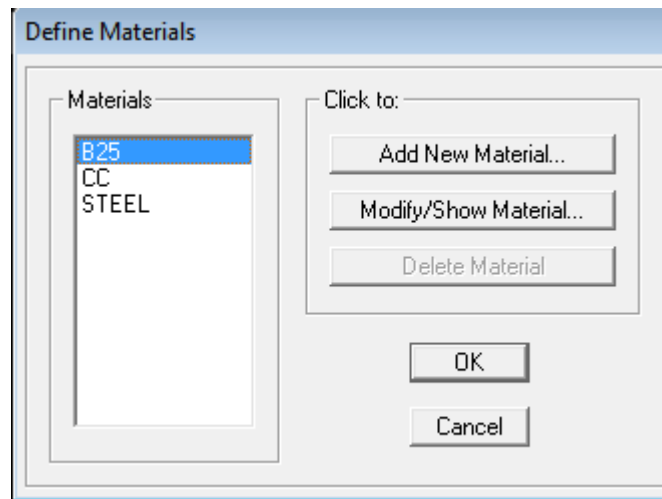
Remarque :

La hauteur d'étage et la longueur des travées étant rarement constantes, l'utilisateur se doit d'avoir recourt aux options « **Custom Grid Spacing** » et « **Custom Story Data** » permettant respectivement d'introduire la distance (espacement) entre chaque travée suivant X et Y et la hauteur entre un étage et un autre.

IV.2.b 2ème étape : caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments :

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Material Property Data** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Material properties** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Material properties** » . La boîte de dialogue « **Define Materials** » apparaît tel que :



- « Add New Material » : Ajouter un autre matériau.
 - « Modify/Show Material » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
 - « Delete Material » : Supprimer un matériau.
- En sélectionnant « **CONC** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Figure IV.3 : Définition des propriétés mécanique de béton.

Où :

- « Mass per unit Volume » : Masse par unité de volume (Masse volumique)= 2.5 KN/m^3
- « Weight per unit Volume » : Poids par unité de volume (Poids volumique)= 25 KN/m^3
- « Module of Elasticity » : Module d'élasticité= 32164200 KN/m^2 .
- « Poisson's Ratio » : Coefficient de poisson.
- « Coeff of Thermal Expansion » : Gradient thermique (Par défaut).
- « Shear Modulus » : Module de cisaillement (Par défaut).
- « Specified Conc Comp Strength, $f'c$ » : Résistance du béton à la compression= 25000 KN/m^2 .
- « Bending Reinf. Yield Stress, f_y » Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m^2 .
- « Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} » Résistance de l'acier au cisaillement= 400000 KN/m^2 .


➤ En sélectionnant « **OTHER** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

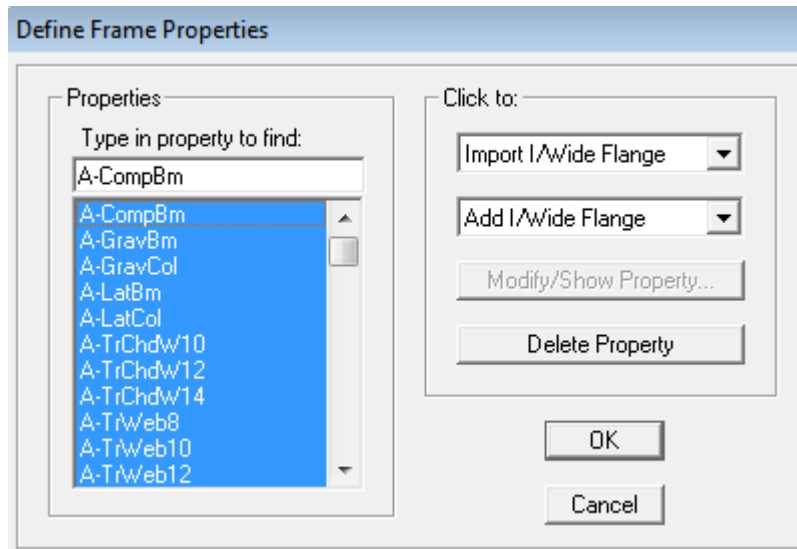
Pour le matériau « **AUTRE** », la masse volumique et le poids volumique sont pris égaux à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

Remarque :

Le matériau « BETON » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.
 Le matériau « AUTRE » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « BETON » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total »).

2. Caractéristiques géométriques des éléments :

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Frame Properties** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define** → **Frame Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Frame Sections**  ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour retrouver facilement les sections ajoutées, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur « **Delete Property** » pour toutes les supprimer.

La commande « **Import** » permet d'importer une section préalablement définie.

La commande « **Add** » permet d'ajouter une section tel que :

Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

- **Cas des éléments verticaux (Poteaux)**

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe Z, la couleur de cet axe est rouge.

La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global X, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

Exemples :

➤ **Poteaux :**

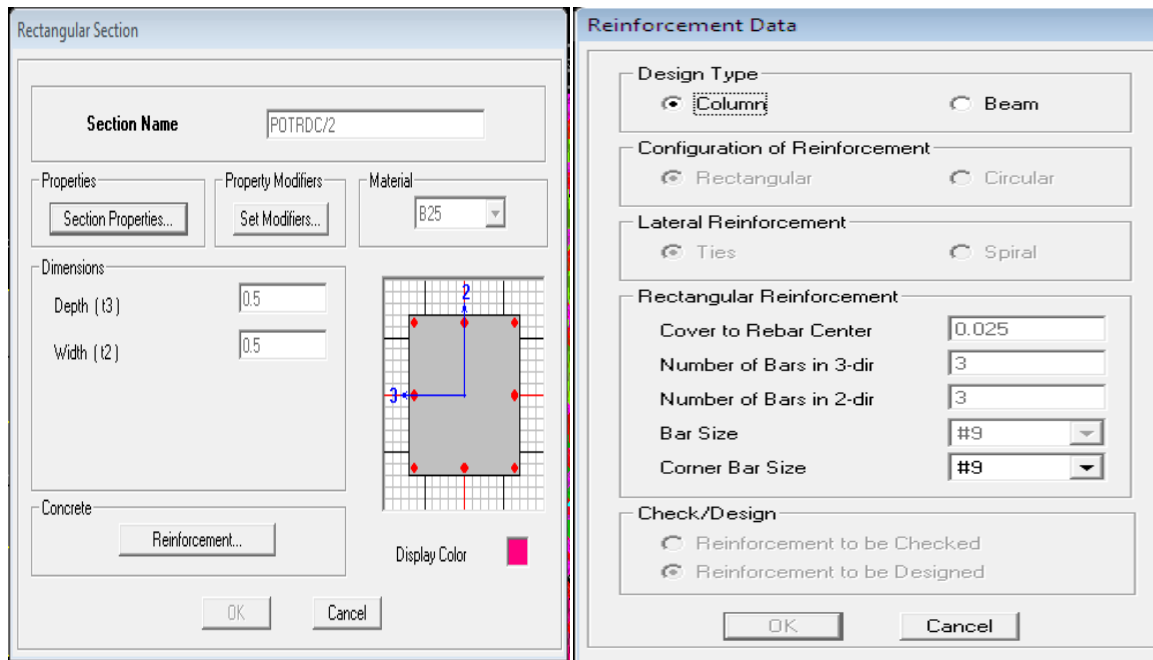


Figure IV.4 : Définition des propriétés d'un poteau.

➤ **Poutres :**

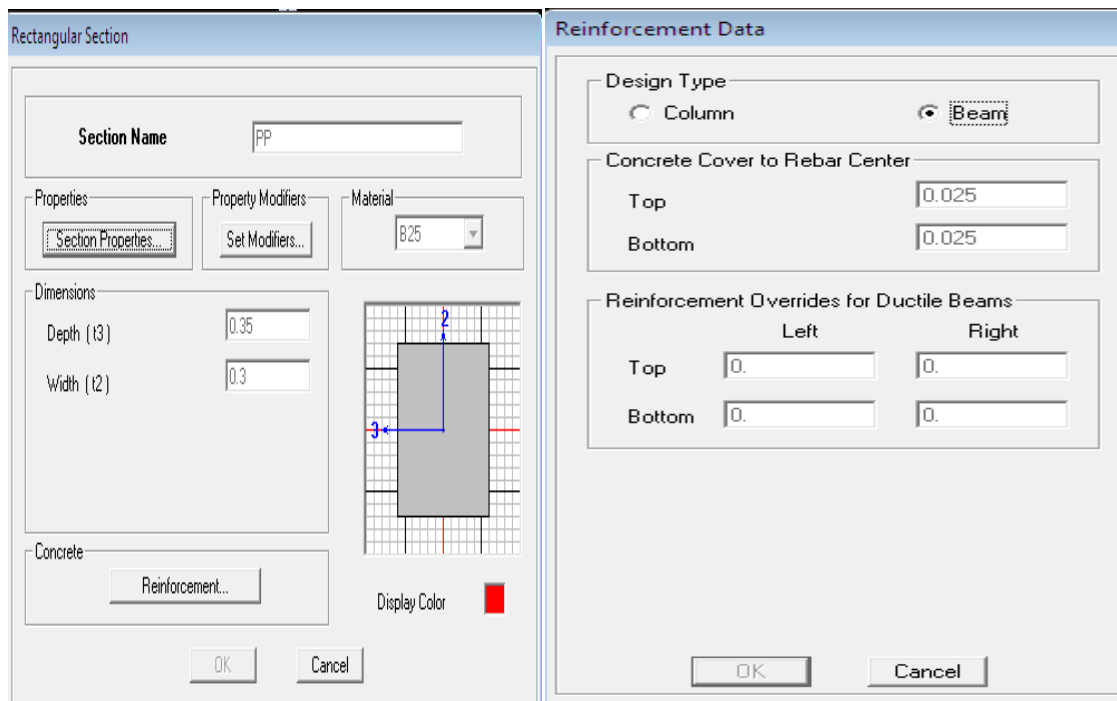
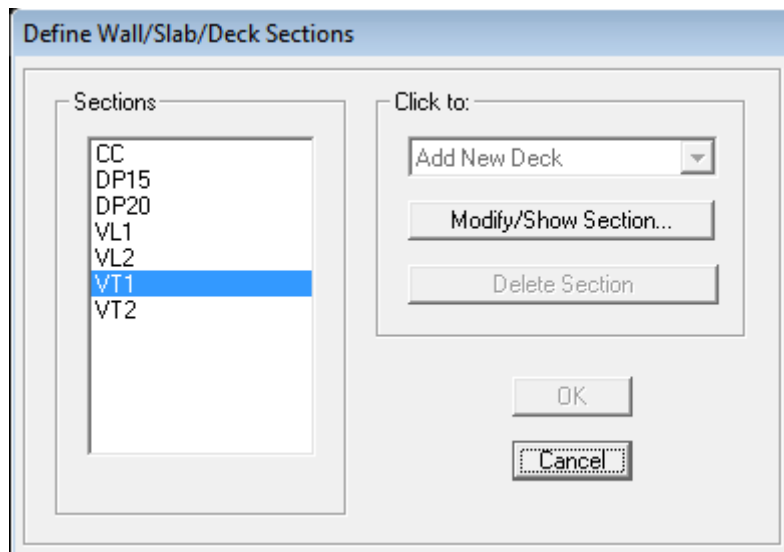


Figure IV.5 : Définition des propriétés d'une poutre.

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ».

L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define** → **Wall /Slab/Deck Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Wall** » ou « **Add New Slab** » tel que :

➤ **Pour les dalles pleines :**

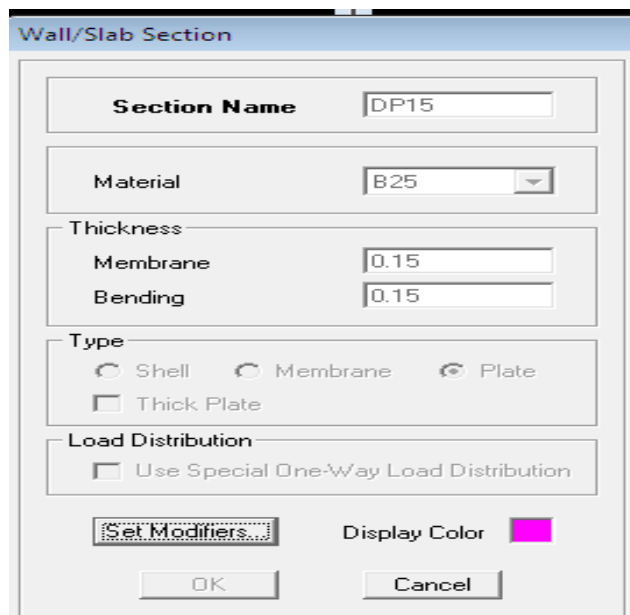


Figure IV.6 : Dimensionnement des dalles pleines.

➤ Pour les plancher en corps creux :

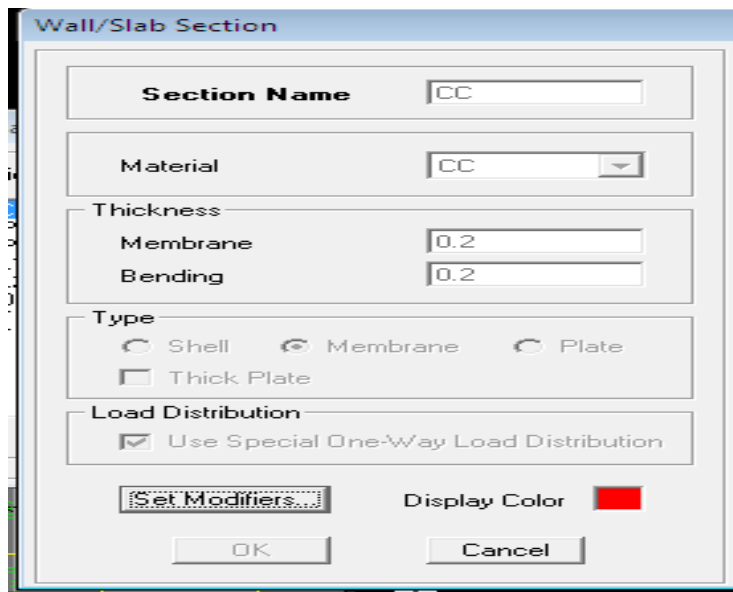


Figure IV.7 : Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.

➤ Pour les voiles :

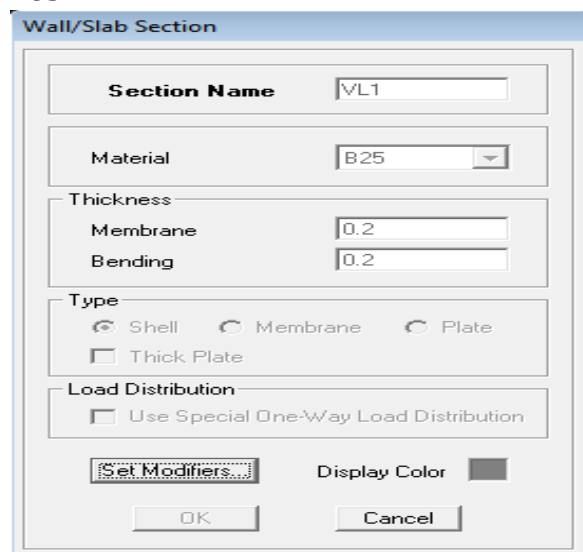


Figure IV.8 : Dimensionnement des voiles.

- L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).
- Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

3. Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes) :

a. Les poutres :

L'affectation des poutres aux lignes de construction se fait en « **Plan View** » (Vue en plan) en utilisant les cheminements suivant « **Draw** → **Draw Line Objects** → **Draw Lines (Plan,Elev, 3D)** » et « **Draw** → **Draw Line Objects** → **Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** » Ou en utilisant les icônes « **Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** ».

La différence entre les deux commandes est que, la première, permet de modéliser un élément du point A au point B sans interruption en effectuant un cliqué-glissé. Par contre, la deuxième, permet de modéliser un élément du point A au point B mais en divisant automatiquement celui-ci à chaque intersection de lignes de construction aussi elle permet de modéliser un élément juste en cliquant sur un point quelconque entre deux nœuds. En sélectionnant l'une des deux commandes et avant de commencé l'affectation, il faut au préalable choisir l'élément voulu et ceci dans la liste déroulante de « **Property** ».

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

b. Les poteaux :

Il existe deux méthodes pour la modélisation des poteaux sur ETABS. La première est celle utilisée pour les poutres sauf que dans ce cas, l'utilisateur doit se mettre en « **Elevation View** » (Vue en élévation).

La deuxième méthode consiste à se mettre en « **Plan View** » (Vue en plan) puis utiliser les cheminements suivant « **Draw** → **Draw Line Objects** → **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** » ou en utilisant l'icône « **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ». Cette méthode est plus pratique car elle offre la possibilité de changer l'angle d'orientation des poteaux grâce à l'option « **Angle** ».

Property	POTRDC/2
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

c. Les voiles :

Pour modéliser les voiles, l'utilisateur doit se mettre « **Plan View** » comme suit « **Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Walls (Plan)** » ou à l'aide de l'icône « **Draw Walls (Plan)** ». Cette méthode est idéale pour modéliser les bouts de

voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option « Drawing Control ».

Type of Area	Pier
Property	VL1
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

d. Dalles pleines :

Pour les dalles rectangulaires, la méthode est la même que celle utiliser pour les voiles mais en se mettant sur « **Plan View** ».

Pour des dalles de forme autre que rectangulaire ou carré, Cette méthode est utilisée « **Draw** → **Draw Area Objects Draw Areas (Plan, Elev, 3D)** ou en utilisant l'icône

« **Draw Areas (Plan, Elev, 3D)**  ».

Property	DP15
Local Axis	0.
Drawing Control	None <space bar>

e. Plancher en corps creux :


La méthode est la même que celle utiliser pour les dalles pleines rectangulaires. Le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis** ».

Property	CC
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

IV.2.c 3ème étape : Introduire les charges statiques et dynamiques :

1. Charges statiques :

a. Poids propre de la structure :

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases**  ».

Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

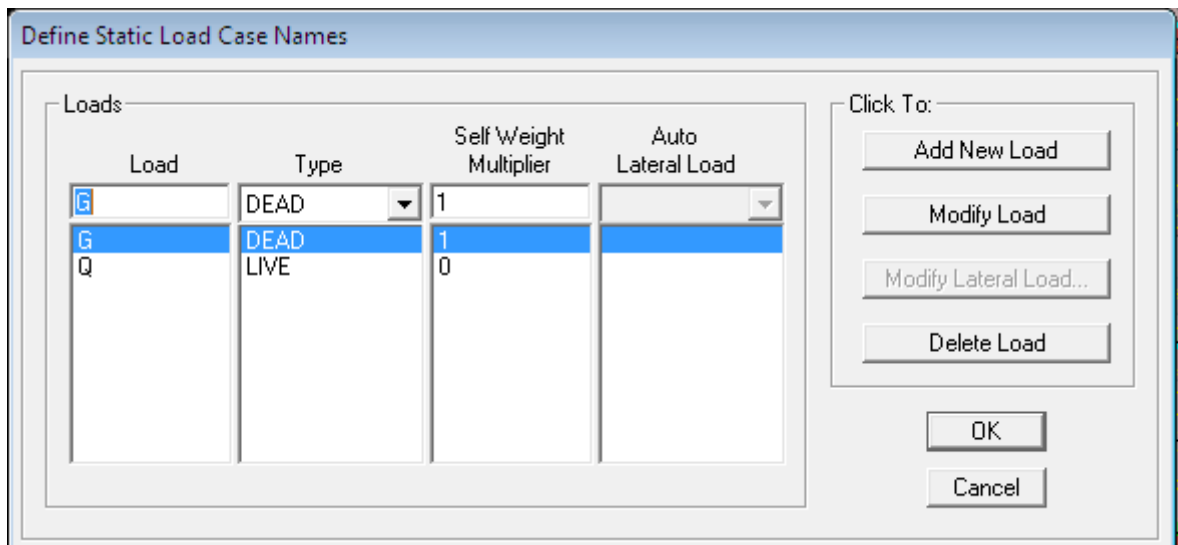


Figure IV.9 : Définition des charges G et Q.

Remarque :

En introduisant la valeur de 1 dans la case « Selt Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

b. Charges statiques pour les éléments linéaires :

Pour introduire ces charges il faut :

Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles ...).

Choisir le cas de charge.

Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Plusieurs cas de charges sont disponibles :

- **Charges concentrées :**

Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à Suivre est « **Assign** → **Frame/Line Loads** → **Point** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

- **Charges réparties :**

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign** → **Frame /Line Loads** → **Distributed** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme «**Uniform Load** » et une charge trapézoïdale «**Trapezoidal Loads** ».

c. Charges statiques pour les éléments surfaciques :

Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign** → **Shell/Area Loads** → « **Uniform** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

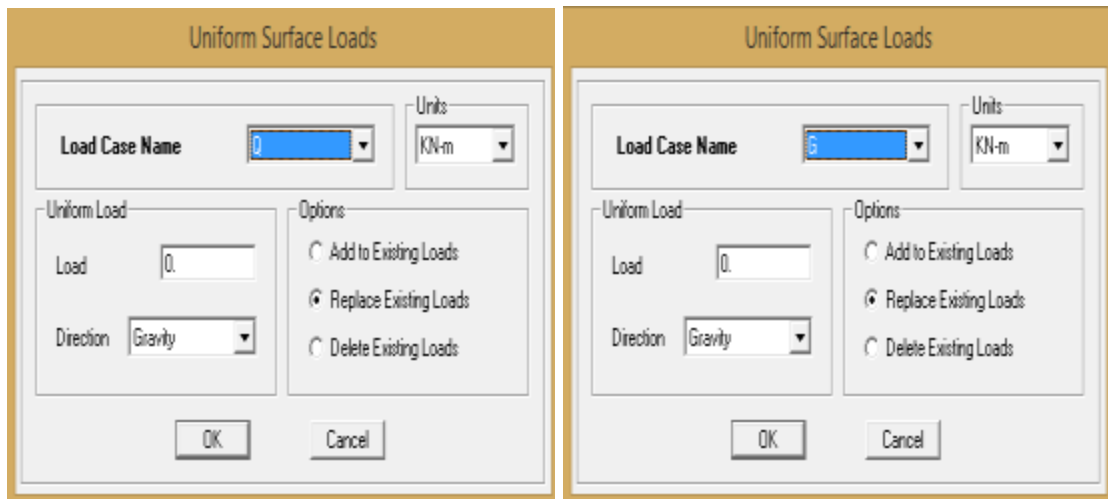


Figure IV.10: Chargement des planchers.


Remarque :

Il est possible de visualiser graphiquement les différents cas de charges (Avec leurs intensités) grâce à l'instruction « **Display Show Loads** » puis choisir entre « **Joint/Point Loads** », « **Frame/Line Loads** » et « **Shell/Area Loads** » pour visualiser les charges volues.

2. Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

- **1ère étape : Définition du spectre de réponse :**

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe  qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

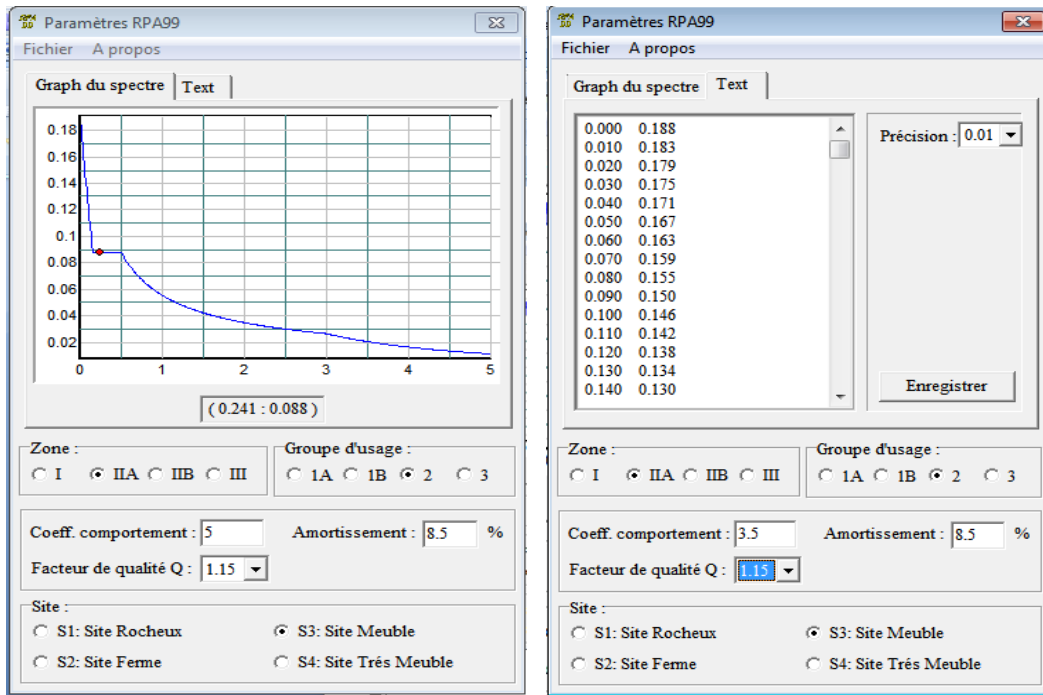


Figure IV.11 : Le spectre de réponse.

• 2ème étape : Introduction du spectre :

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « Define_ → Response Spectrum Functions » ou grâce à l'icône « Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

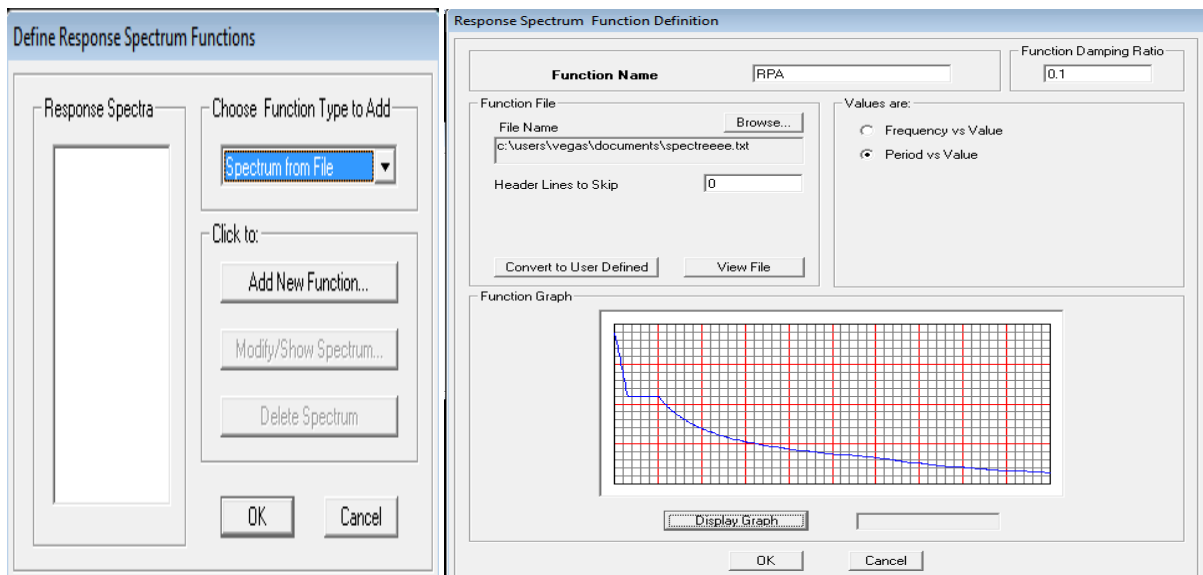


Figure IV.12: Introduction du spectre de réponse.

• **3ème étape : Définir la charge sismique :**

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « **Define_Response Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

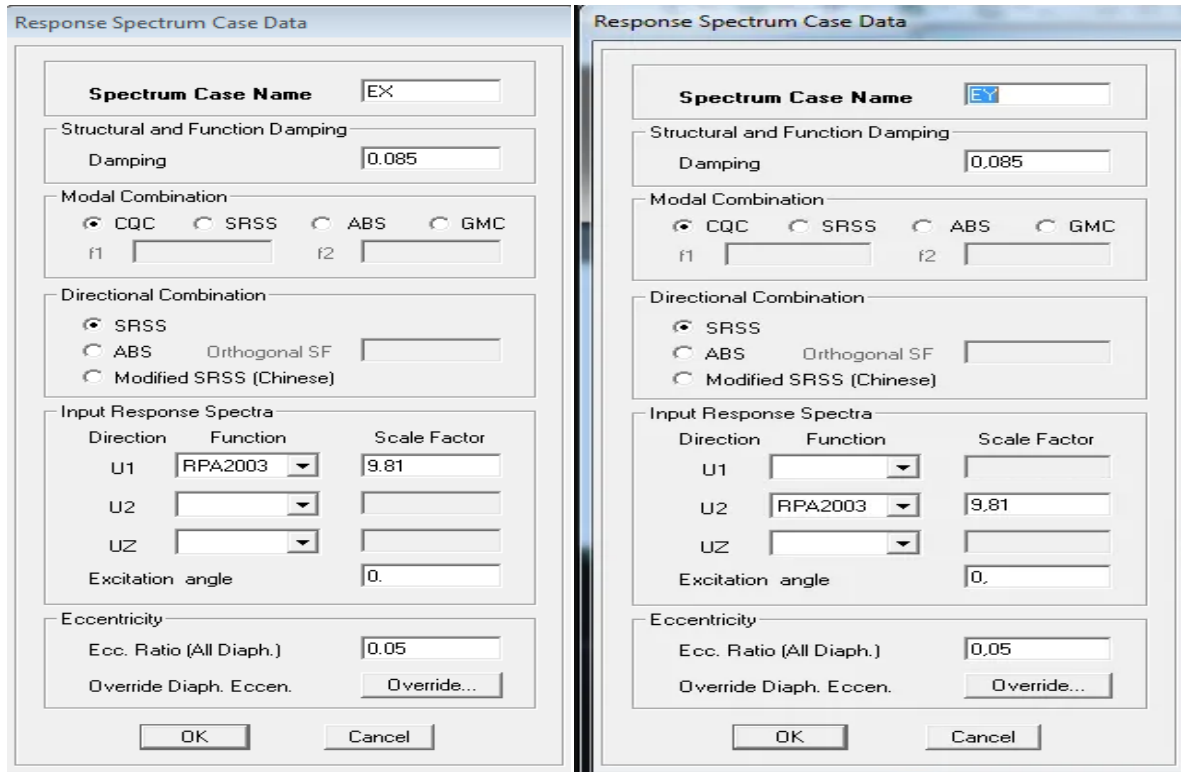


Figure IV.13 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

3. Combinaisons de charges :

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « **Define_ → Load Combinations** » ou en utilisant l'icône « **Load Combinations** ».

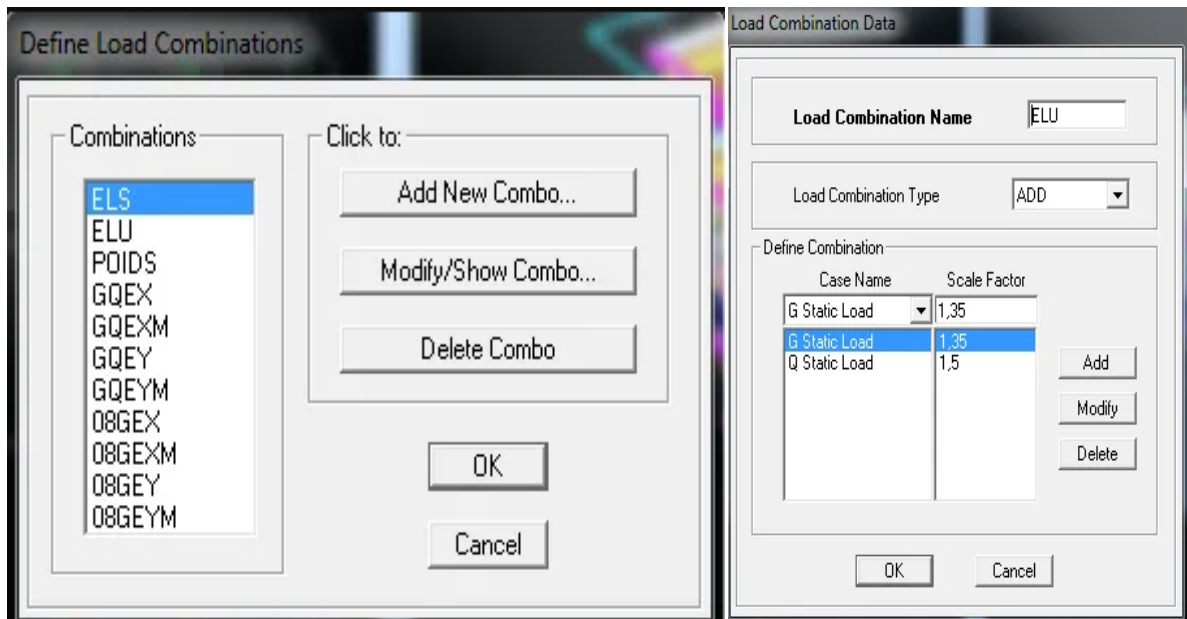


Figure IV.14 : Introduction des combinaisons d'actions.

IV.2.d 4ème étape : Spécifier les conditions aux limites :

1. Appuis :

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :

- Sélectionner les nœuds en question.
- « Assign → Joint /Point → Restraints (Supports) » ou en utilisant l'icône « Assign Restraints(Supports) ».

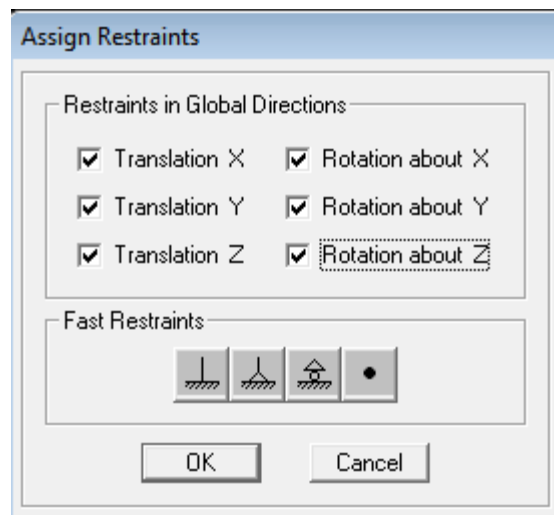


Figure IV.15 : Encastrements des appuis.

Remarque :

Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

2. Diaphragme :

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante « **Define_→ Mass Source** » ou en utilisant l'icône « **DefineMass Source** » Puis :

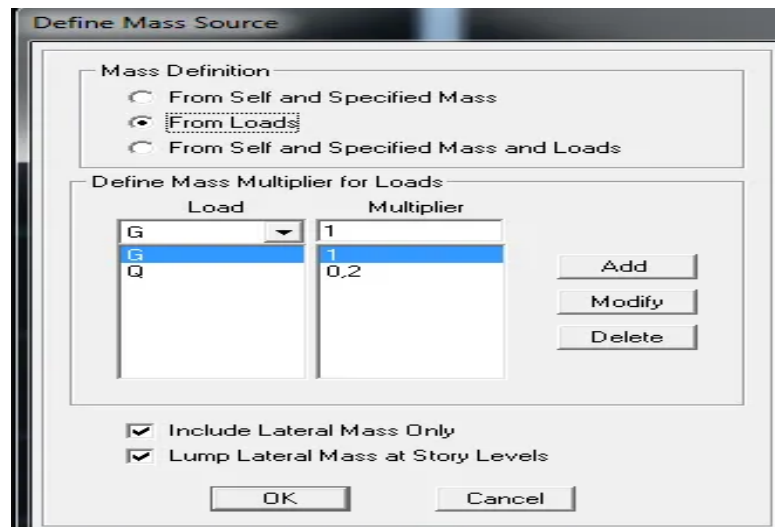


Figure IV.16 : Combinaison du poids (G+0.2Q).

Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define_→ Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms** ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigid** ».

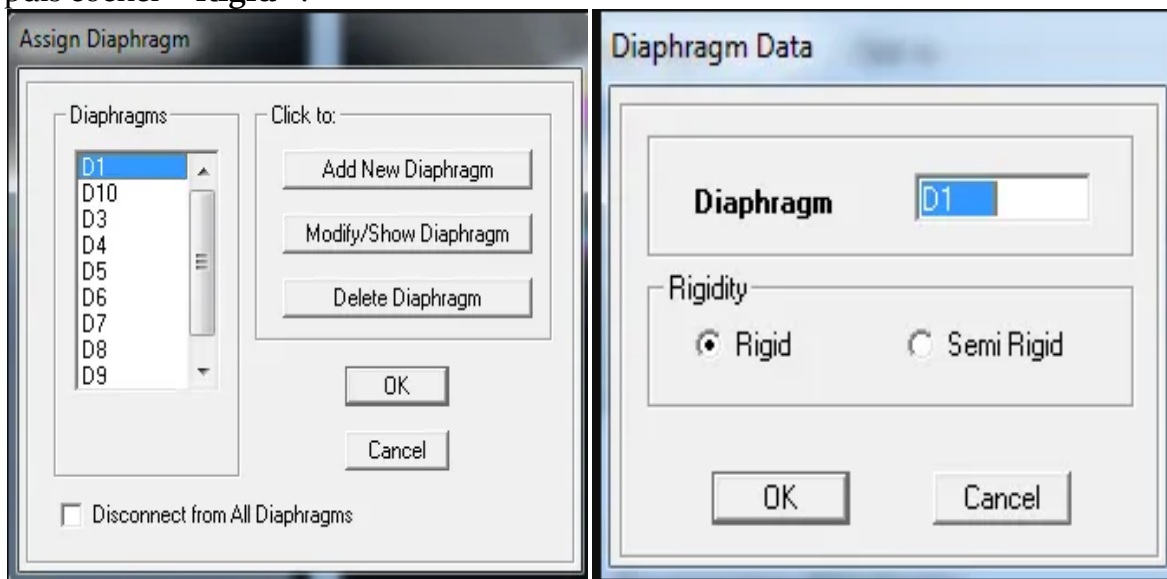



Figure IV.17 : Diaphragmes.


Le logiciel définit automatiquement le « noeud maître ». La dernière étape est de sélectionner tous les autres noeuds du plancher, cliquer sur l'icône  puis sur le diaphragme déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « noeud maître » et les « noeuds esclaves ».

IV.2.e 5ème étape : Lancer l'analyse :

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « **Analyze_** → **Set Analysis Options** → **Set Dynamic Parameters** » puis entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ».

Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « **Analyze_** → **Check Model** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze_** → **Run Analysis** », à l'aide de l'icône « **Run Analysis**  » ou avec la touche F5 du clavier.

Chapitre V : Modélisation et Vérification des exigences du RPA

1ere partie : Modélisation de notre structure

Dans cette partie, on vous propose la modélisation de notre bâtiment R+7 à usage habitation et commercial.

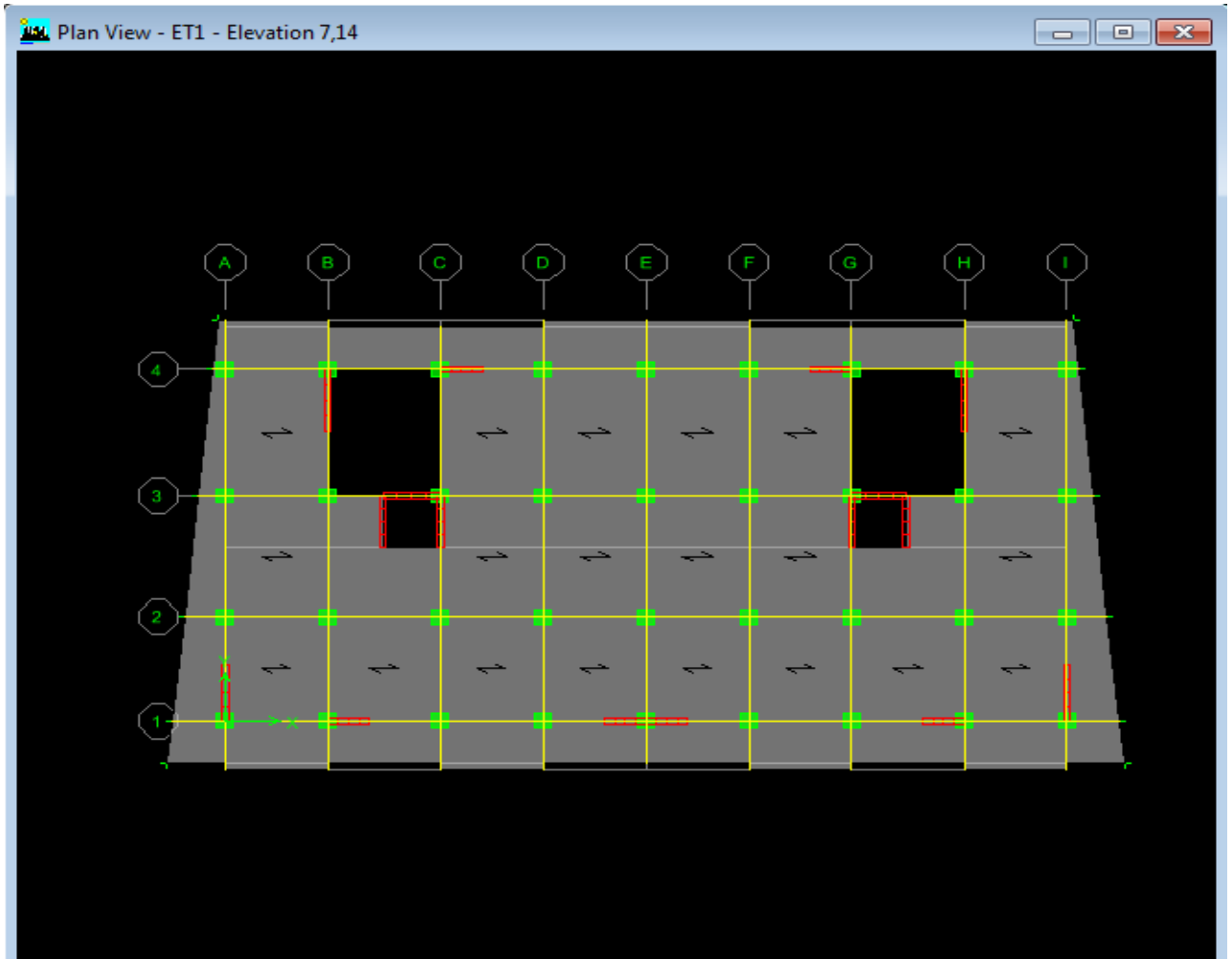


Figure IV.1 : Vue en plan : plancher

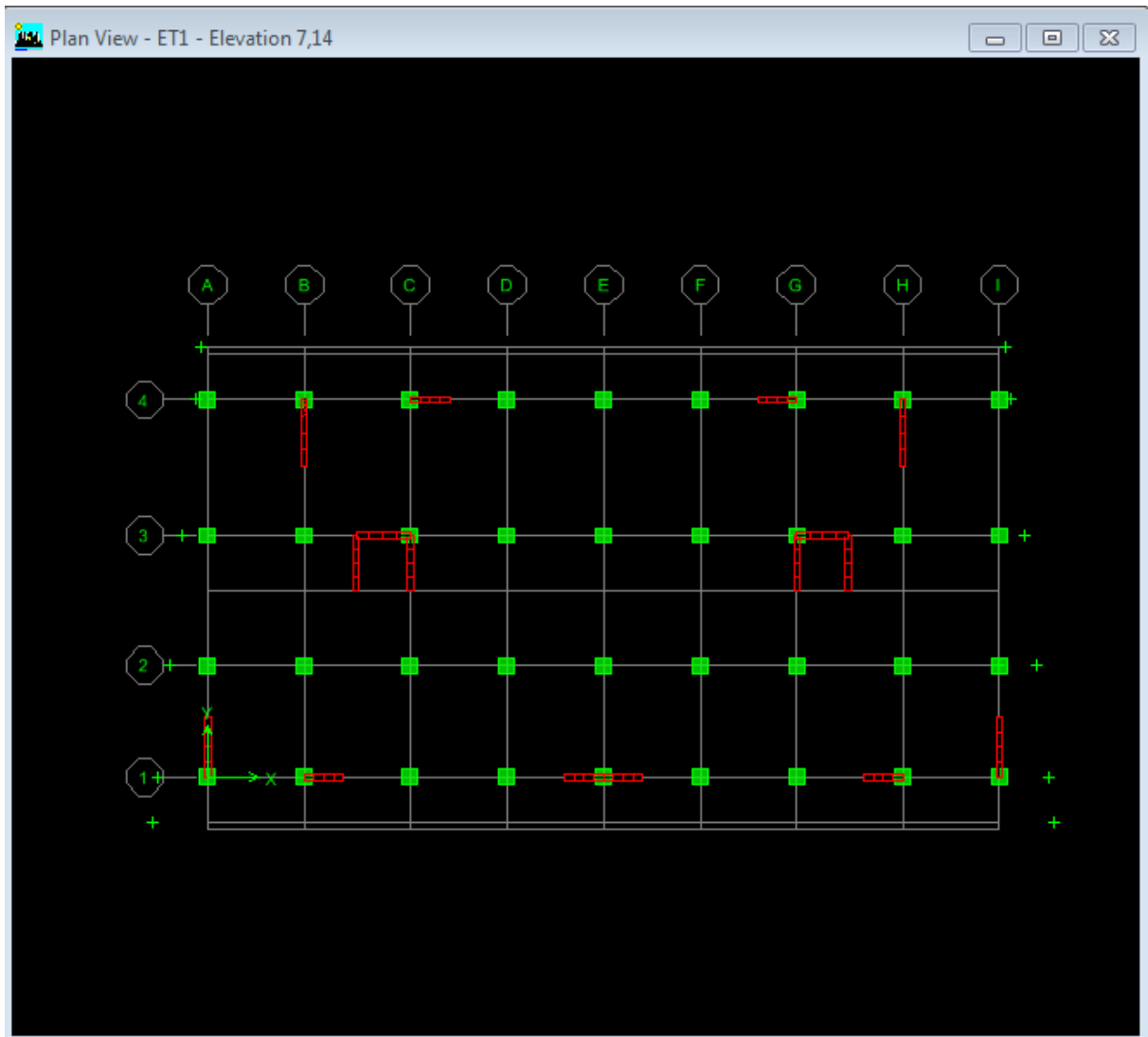


Figure IV. 2 : Vue en plan poteaux et voiles

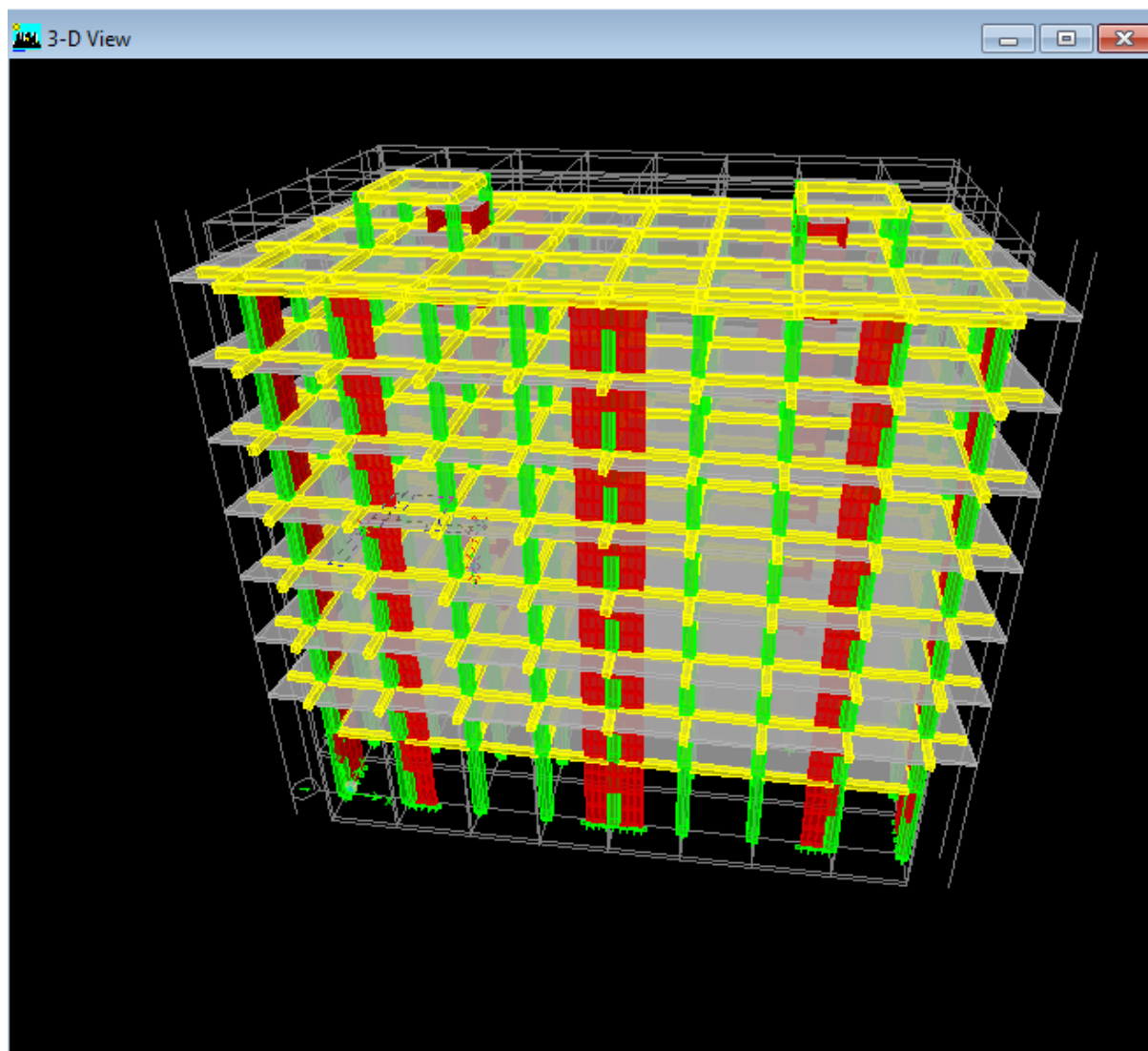


Figure IV.3 : Vue en 3D

2eme partie : Vérification et justification des résultats

V.1. Introduction :

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. En effet, l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques, car ces dernières ont pour but de conférer aux ouvrages un certain niveau de protection vis-à-vis de l'action sismique, qu'elles soient optimisées ou non par la conception.

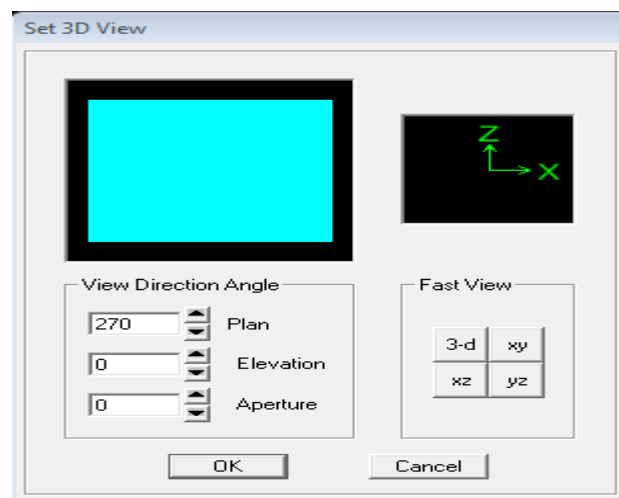
C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape du ferrailage (ferrailage des éléments structuraux), Les règlements parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) [1] exige la satisfaction des conditions suivantes :

1. Justification du système de contreventement.
2. a / Vérification vis-à-vis des sollicitations normales (Article 7.4.3.1).
b / Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4).
3. Stabilité au renversement.
4. a/ Vérification de l'effort tranchant à la base.
b / Estimation de la période fondamentale de la structure :
5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Article 5.9).
6. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10).
7. vérification de l'excentricité.

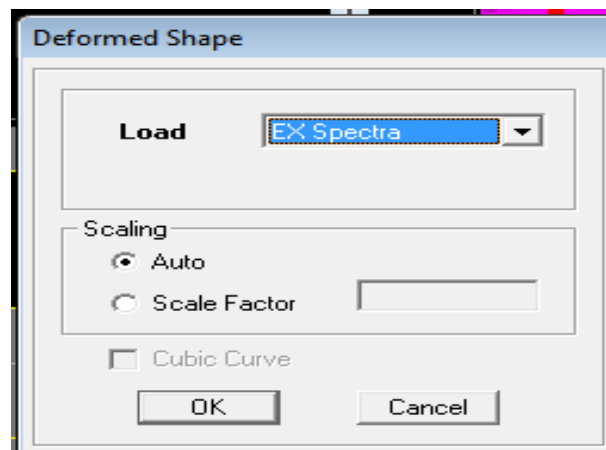
1. Justification du système de contreventement :

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparait on sélectionne XZ



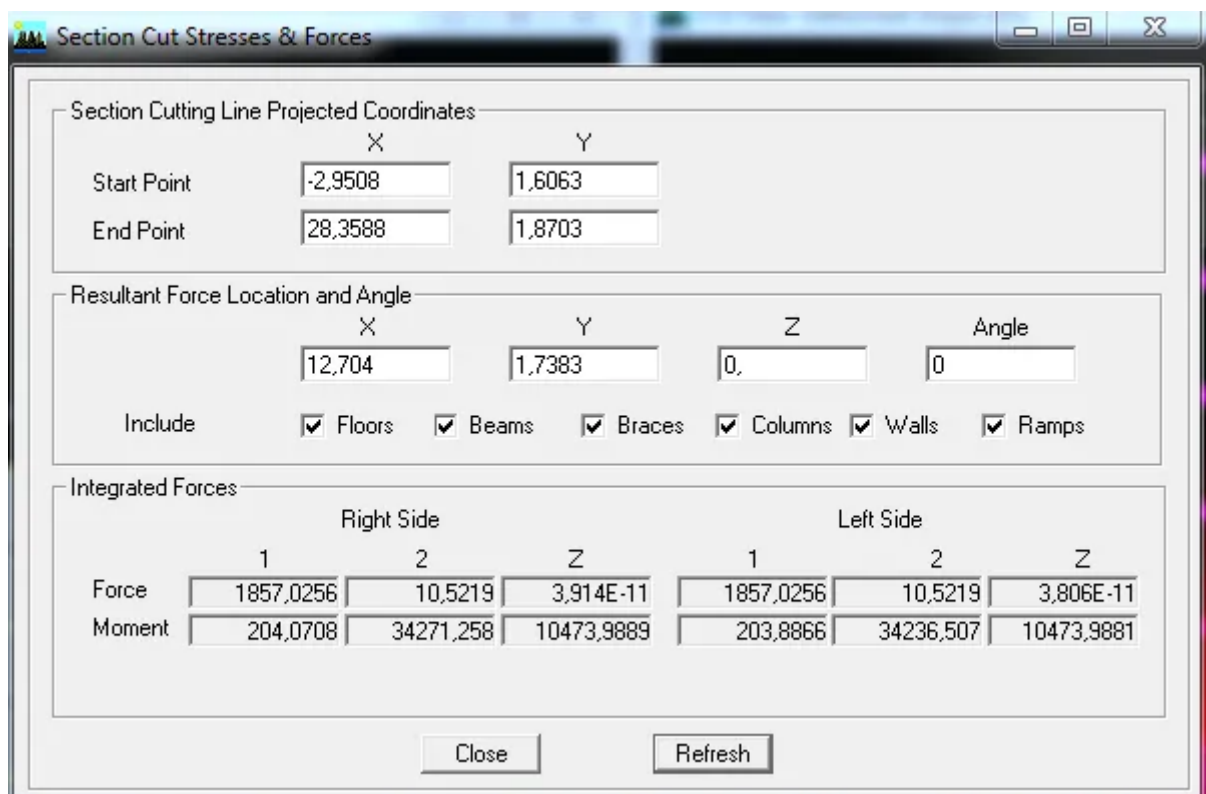
Ensuite display → show deformed shape → on sélectionne la charge.



Ensuite **draw** → **draw section cut**.

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

- **Sens X-X :**



Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche floors, Braces,walls ,Ramps et pour les voiles, on décoche floors,beams,braces,columns,ramps, on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Chapitre V: modélisation et vérification des exigences du RPA

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,8452	2,2927
End Point	30,0483	2,3455

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,6016	2,3191	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	253,9641	1,4106	13,1397	253,9641	1,4106	13,1397
Moment	213,0964	20800,7947	1134,8939	212,9641	20775,7332	1134,8939

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,8452	2,2927
End Point	30,0483	2,3455

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,6016	2,3191	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1604,2529	9,1735	13,1397	1604,2529	9,1735	13,1397
Moment	63,3312	15031,5515	8284,9421	63,3352	15021,8888	8284,9414

Close Refresh

On a : 1857.0256 → 100%

1604.2529 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1604.2529 \times 100}{1857.0256} = 86.38\%$$

Donc :

Chapitre V: modélisation et vérification des exigences du RPA

- Effort repris par les voiles = **86.38 %**
- Effort repris par les portiques= **13.62 %**
 - De même pour le sens transversal, il suffit de changer la charge Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).
 - Pour les charges verticales reprises par les voiles, il suffit de refaire les mêmes étapes précédentes à l'exception de changer le type de chargement (choisir combinaison poids).

Récapitulatif des résultats :

Tableau V.1 : Charges horizontales EX reprise par les portiques et les voiles

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
7	574.3989	462.9714	208.2437	80.6	19.4
6	887.3429	398.0534	505.1281	44.85	55.15
5	1147.3601	568.2477	590.1742	49.52	50.48
4	1367.1657	571.381	801.1941	41.79	58.20
3	1519.8538	528.856	993.4516	34.79	65.20
2	1689.3927	643.6038	1050.8636	38.09	61.9
1	1794.6124	550.0343	1250.4805	30.65	69.35
RDC	1857.0256	253.9641	1604.2529	13.62	86.38
moyenne				41.74	58.25

-Le pourcentage des charges horizontales EX reprise par les portiques est de 41.74%

- Le pourcentage des charges horizontales EX reprise par les portiques est de 58.25%

Tableau V.2: Charges horizontales EY reprise par les portiques et les voiles.

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
7	585.4424	487.9579	209.0712	83.35	16.65
6	899.2296	411.7441	501.4027	45.79	54.21
5	1160.9831	599.2071	571.2817	51.61	48.39
4	1381.1567	601.2258	784.82	43.53	56.47
3	1559.8612	580.7312	982.6911	37.23	62.77
2	1700.3874	671.5284	1033.56	39.49	60.5
1	1803.872	580.4128	1226.6764	32.18	67.82
RDC	1864.7988	242.0574	1623.665	12.98	87
moyenne				43.27	56.73

- Le pourcentage des charges horizontales EY reprise par les portiques est de 43,27%

- Le pourcentage des charges horizontales EY reprise par les voiles est de 56,73%

Tableau V.3: Charges verticales reprise par les portiques et les voiles

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage [%]	
	Total	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
7	6325.6736	4134.6362	2231.1614	65.36	34.64
6	8254.723	5420.092	2834.694	68.17	31.84
5	11813.5258	8051.7238	3761.802	65.66	34.34
4	15372.327	10544.8934	4827.4343	68.60	31.40
3	18931.1296	13094.531	5836.5987	69.17	30.83
2	22620.7466	16101.4726	6519.274	71.18	28.82
1	26310.363	18877.585	7432.7789	71.75	28.25
RDC	30249.25	21822.601	8426.6505	72.14	27.85
moyenne				69.01	30.99

-Le pourcentage des charges verticales reprise par les portiques est de 69.01%

- Le pourcentage des charges verticales reprise par les portiques est de 30.99%

➤ **Conclusion :**

- Charges horizontales reprises par les portiques suivant X : 41,74 %
- Charges horizontales reprises par les portiques suivant Y : 43.27 %
- Charges verticales reprises par les voiles : 30.99 %

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles de contreventement reprennent plus 20% des sollicitations dues aux charges verticale, et les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portique / voiles avec interaction ; dont le coefficient de comportement R=5.

2. a- Vérification vis-à-vis des sollicitations normales (Art 7.4.3.1 du RPA99/2003) [1]

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

D'où :

. N_d : Effort normal de calcul (sous sollicitations d'ensemble dues au séisme) s'exerçant sur une section de béton (Tirer d'ETABS).

. B_c : Aire (Section brute) de cette dernière.

. f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de section (50x50) :

$$V = \frac{1507.69}{0.5 \times 0.5 \times 25000} = 0.24$$

Tableau V.4: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Sections [cm ²]	Effort normal N_d [kN]	v	Observations
40x40	259.53	0.06	Condition vérifiée
45x45	714.39	0.14	Condition vérifiée
50x50	1507.69	0.24	Condition vérifiée

b -Nombre de modes à considérer :

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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée » (RPA 99/version 2003, p. 49)[1]

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.5 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0,784189	0,3477	73,4375	0,0016	0,3477	73,4375
2	0,777434	73,7958	0,3463	0,6026	74,1435	73,7838
3	0,669174	0,8684	0,0002	73,7275	75,0119	73,784
4	0,214462	15,0458	0,0008	0,0405	90,0576	73,7847
5	0,208361	0,0006	15,662	0,0001	90,0583	89,4467
6	0,180827	0,1825	0,0002	15,5074	90,2407	89,4468
7	0,0979	5,4101	0,0000	0,0662	95,6508	89,4468
8	0,091308	0,0000	5,9128	0,0001	95,6508	95,3596
9	0,080043	0,1637	0,0001	5,5825	95,8145	95,3597
10	0,05758	2,3091	0,0000	0,0256	98,1235	95,3597
11	0,052073	0,0000	2,6257	0,0001	98,1235	97,9854
12	0,04649	0,0888	0,0001	2,2672	98,2123	97,9855
13	0,041079	0,6032	0,0000	0,1477	98,8156	97,9855
14	0,036907	0,4034	0,0009	0,2176	99,219	97,9864
15	0,036405	0,0005	0,8077	0,0002	99,2195	98,794

➤ **Conclusion :**

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale de bâtiment au 8^e mode, d'où la condition de RPA est vérifiée.

3. Vérification au moment renversant :

Il se traduit par la vérification dans les deux sens :

$$M_s \geq 1,5 M_r \quad (\text{Art.4.4.1 RPA2003})$$

M_r : moment renversant. (Logiciel ETABS).

$$M_{rx} = 34508,124 \text{ KN.m} , M_{ry} = 34271,258 \text{ KN.m}$$

M_s : moment stabilisant.

$$M_s = (w \cdot \frac{L}{2})$$

Avec :

W : poids du bâtiment.

$\frac{L}{2}$: Centre de gravité.

- **Sens X-X :**

$$M_{sx} = w \cdot \frac{L_x}{2} = 30249,25 \times 13,3 = 402315,025 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y-Y :**

$$M_{sy} = w \cdot \frac{L_y}{2} = 30249,25 \times 8 = 241994 \text{ KN.m}$$

D'où :

- **Sens X-X :**

$$M_{sx} \geq 1,5 M_{rx}$$

$$402315,025 \geq 1,5 \times 34508,124 = 51762,186 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée dans le sens X-X

- **Sens Y-Y :**

$$M_{sy} \geq 1,5 M_{ry}$$

$$241994 \geq 1,5 \times 34271,258 = 51406,887 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée dans le sens Y-Y

➤ **Conclusions :**

Suite aux résultats obtenus dans ce chapitre, toutes les exigences du RPA2003 sont vérifiées. On peut conclure que le dimensionnement des différents éléments de notre bâtiment peut résister aux différentes sollicitations en associant un bon ferrailage.

4.a Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) [1]

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport V/V_t .

-Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Zone sismique II.a
 - Groupe d'usage 2
- } $A = 0,15$ (Annexe 1 ; Tab 4.1 RPA99).

W : le poids total de la structure déterminé par ETABS. $W_T = 30249,25 \text{ KN}$.

R: coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3). D'où : $R = 5$

Q : facteur de qualité (Tableau 4.4).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2)$$

T_2 : période caractéristique en fonction de la catégorie du site d'implantation de la structure il est donné par le (tableau 4.7 du RPA99/version2003)[1].

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s \leq T_{etabs}=0,779s \leq 3s$ donc : $D=2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

➤ Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99)[1] présenté ci-après.

Tableau V.6: Valeurs de ($\xi\%$)

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Puisque notre structure est un système mixte portique/voile, alors on procède à une interpolation ce qui donne $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ $\xi = 8,5 \%$

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81 \geq 0.7$

Alors $D = 2,5 \times 0.81 (0.5 / 0.77)^{2/3} = 1.51$

b -Estimation de la période fondamentale de la structure :

- **Calcul de la période empirique :**

$$T = CT \times (hN)^{3/4}$$

hN: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)[1].

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0.05 \times (27.5)^{3/4} = 0.6s$$

- **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = 1.3 T \text{ empirique} = 1.3 \times 0.6 = 0.78s$$

- **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le Cheminement ci-après :

Display \longrightarrow show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS \longrightarrow modal information Building \longrightarrow Modal Information

Chapitre V: modélisation et vérification des exigences du RPA

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → OK → OK

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans

Tableau suivant :

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
période	0.77	0.76	0.6	0.21	0.20	0.17	0.09	0.08	0.07	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
de	9	9	61	1	2	5	3	6	5	3	7	2	7	3	3

➤ Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée $T = 0,6 \text{ s}$
- La période majorée $T_{\text{maj}} = 0,78 \text{ s}$
- La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0,779 \text{ s}$

On remarque que : $T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (Majorée). → **La période est vérifiée.**

• Détermination du facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée

Par le tableau suivant :

Tableau V.8: valeurs des pénalités P_q

Critères	Observé (Oui/Non)	Valeur de P _q
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

D'où : $Q=1+0.05+0.1 = 1.15$

Finalemment : La force sismique totale V est égale à :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.15}{5} . 30249.25$$

$$V = 2251.19 \text{ KN}$$

• **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on procède comme suit :

Display → **Show Tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output** → **Story shears**

Puis on définit les combinaisons E_x et E_y en cliquant sur :

Select Cases/Combos... → **OK** → **OK**.

Les valeurs de l'effort tranchant aux bases trouvées par ETABS sont :

$$V_x(\text{MSM}) = 1857.03 \text{ KN}$$

$$V_y(\text{MSM}) = 1864.8 \text{ KN}$$

Conclusion:

On doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux

à 80 % de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

On a: $0,8 V_{SE} = 0,8 \times 2251,19 = 1800,95 \text{ KN}$

$V_{X(MSM)} = 1857,03 \text{ KN} > 1800,95 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

$V_{Y(MSM)} = 1864,8 \text{ KN} > 1800,95 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

$V_{analytique} > 80\% V_{MSE}$, donc, la condition exigée par l'article 4.3.6 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 du RPA 99/2003) [1]

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans Chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k H_k} < 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

H_k : hauteur de l'étage « k »

Tableau V.9: Vérification des effets P- Δ dans les deux sens.

• **SENS X-X**

étage	Pk	Hk	Vk	Δk	θ_{kX}	Vérification
ET7-2	300.25	1	51.49	0.0015	0.00874	cv
ET7-1	577.49	1	85.75	0.004	0.026	cv
ET7	4812.97	3.06	574.4	0.0105	0.028	cv
ET6	8254.72	3.06	887.34	0.0105	0.0319	cv
ET5	11813.53	3.06	1147.36	0.012	0.04	cv
ET4	15372.33	3.06	1367.17	0.012	0.044	cv
ET3	18931.13	3.06	1546.48	0.0125	0.05	cv
ET2	22620.75	3.06	1689.39	0.011	0.048	cv
ET1	26310.36	3.06	1794.61	0.01	0.047	cv
RDC	30249.25	4.08	1857.03	0.006	0.023	cv

• **SENS Y-Y**

étage	Pk	Hk	Vk	Δk	θ_{kY}	Vérification
ET7-2	300.25	1	57.03	0.0025	0.013	cv
ET7-1	577.49	1	90.93	0.003	0.019	cv
ET7	4812.97	3.06	585.44	0.01	0.082	cv
ET6	8254.72	3.06	899.23	0.011	0.032	cv
ET5	11813.53	3.06	1160.98	0.012	0.039	cv
ET4	15372.33	3.06	1381.16	0.0125	0.045	cv
ET3	18931.13	3.06	1559.86	0.012	0.047	cv
ET2	22620.75	3.06	1700.39	0.0115	0.049	cv
ET1	26310.36	3.06	1803.87	0.009	0.042	cv
RDC	30249.25	4.08	1864.8	0.0055	0.022	cv

➤ Conclusion :

La condition de (l'article 5.9 du RPA 99/version 2003)[1] est vérifiée à tous les niveaux,

Donc, Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés.

6. Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 du RPA 99/2003) [1]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, est tels que calculés selon le paragraphe (4.2.10 du RPA 99/version 2003)[1], ces déplacements ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_k = R\delta_{ek}$: (RPA 99/version 2003 formule 4-19)
- δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.
- δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- $\Delta K_x = \delta x^i - \delta x^{i-1}$: déplacement relatif horizontal suivant le sens longitudinal au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA2003).
- $\Delta K_y = \delta Y^i - \delta Y^{i-1}$: déplacement relatif horizontal suivant le sens transversal au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA2003).
- H_e : hauteur de l'étage considéré.

Tableau V.10 : récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

• **Suivant EX**

Story	Diaphragme	charge	δ_{ek}	$\delta_K = 5 \times \delta_{ek}$	Δx	1% H	Vérification
ET7-2	D10	EX	0.018	0.09	0.0015	0.01	CV
ET7-1	D9	EX	0.0177	0.0885	0.004	0.01	CV
ET7	D8	EX	0.0169	0.0845	0.0105	0.0306	CV
ET6	D7	EX	0.0148	0.074	0.0105	0.0306	CV
ET5	D6	EX	0.0127	0.0635	0.012	0.0306	CV
ET4	D5	EX	0.0103	0.0515	0.012	0.0306	CV
ET3	D4	EX	0.0079	0.0395	0.0125	0.0306	CV
ET2	D3	EX	0.0054	0.027	0.011	0.0306	CV
ET1	D2	EX	0.0032	0.016	0.01	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0.0012	0.006	0.006	0.0408	CV

• **Suivant EY**

Story	Diaphragme	charge	δ_{ek}	$\delta_K = 5 \times \delta_{ek}$	ΔY	1% H	Vérification
ET7-2	D10	EY	0.0178	0.089	0.0025	0.01	CV
ET7-1	D9	EY	0.0173	0.0865	0.003	0.01	CV
ET7	D8	EY	0.0167	0.0835	0.01	0.0306	CV
ET6	D7	EY	0.0147	0.0735	0.011	0.0306	CV
ET5	D6	EY	0.0125	0.0625	0.012	0.0306	CV
ET4	D5	EY	0.0101	0.0505	0.0125	0.0306	CV
ET3	D4	EY	0.0076	0.038	0.012	0.0306	CV
ET2	D3	EY	0.0052	0.026	0.0115	0.0306	CV
ET1	D2	EY	0.0029	0.0145	0.009	0.0306	CV
RDC	D1	EY	0.0011	0.0055	0.0055	0.0408	CV

7. Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)[1]**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle –additionnelle égale $\pm 0.05 L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit:

CM: centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\% L$

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

- **Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

$L_x = 29.8 \text{ m}$

Tableau V.11: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens x-x.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	5% LX	OBS
RDC	D1	13.096	13.085	0.011	1.49	CV
ET1	D2	13.096	13.085	0.011	1.49	CV
ET2	D3	13.096	13.086	0.01	1.49	CV
ET3	D4	13.096	13.088	0.008	1.49	CV
ET4	D5	13.096	13.089	0.007	1.49	CV
ET5	D6	13.096	13.09	0.006	1.49	CV
ET6	D7	13.096	13.091	0.005	1.49	CV
ET7	D8	13.098	13.092	0.006	1.49	CV

- **Suivant le sens y-y :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

$L_y = 16 \text{ m}$

Tableau V.12: Tableau de la vérification de l'excentricité suivant le sens y-y.

Story	Diaphragm	YCM	YCR	YCM-YCR	5% LY	OBS
RDC	D1	6.46	6.354	0.106	0.8	CV
ET1	D2	5.921	6.536	-0.615	0.8	CV
ET2	D3	5.919	6.404	-0.485	0.8	CV
ET3	D4	5.917	6.214	-0.279	0.8	CV
ET4	D5	5.917	6.019	-0.102	0.8	CV
ET5	D6	5.914	5.832	0.082	0.8	CV
ET6	D7	5.912	5.665	0.247	0.8	CV
ET7	D8	6.179	5.547	0.632	0.8	CV

chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Les poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes:

- Effort normal maximal (**N_{max}**) et moment correspondant (**M_{correspondant}**)
- Effort normal minimal (**N_{min}**) et le moment correspondant (**M_{2correspondant}**)
- Moment fléchissant maximal (**M_{max}**) et l'effort normal correspondant (**N_{correspondant}**)

➤ **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 99 comme suite :

- Selon BAEL 99 :

E.L.U : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q (1)

- Selon le R.P.A 2003 :

Situation accidentelle (article 5.2) G + Q ± E(2)

0,8 G ± E(3)

Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

VI.1.2. Recommandation du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 [1]:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

Poteau (50x50) : $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (50x50) : $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa)

Poteau (50x50) : $A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

- La longueur de recouvrement minimal $L = 40\Phi$ (zone IIa)

- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique)

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

A_t : Section d'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g \text{ est l'élançement géométrique du poteau.}$$

$\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$

Avec :

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

L'expression de la longueur de flambement l_f est donnée suivant l'article (B.8.3,3 du BAEL91/99) :

$l_f = 0.7l_0$; l_0 : c'est la hauteur de poteau.

S_t : espacement des armatures transversales. la valeur de cet espacement est fixée comme

suit :

$$S_t \leq \begin{cases} \min (10\Phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ 15\Phi_l \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Φ_l : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} = 0.3 \% \quad ; \quad \lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_l$ minimal.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12 \text{ mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.1.3. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec »

a) Armatures longitudinales :

Les sections d'armatures des poteaux sont déterminées en fonction des dimensions de ces derniers tel que :

- RDC et 2^{ème} étage : Poteaux $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- 3^{ème} et 5^{ème} étage : Poteaux $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- 6^{ème} et 7^{ème} étage : Poteaux $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.

sections	sollicitations	N (KN)	M(KN.m)	type	Max (A inf;A sup) [cm ²]	A min [cm ²](0,80% \times section du pot)	A adoptée [cm ²]
50x50	$N_{max}-M_{2corr}$	1507.69	-32.808	G+Q \pm E	0	20	4HA20+8HA16=28.64
	$N_{max}-M_{3corr}$	1507.69	-2.235	G+Q \pm E	0		
	$N_{min}-M_{2corr}$	-706.9	17.678	0.8G \pm E	9.8		
	$N_{min}-M_{3corr}$	-706.9	0.329	0.8G \pm E	8.85		
	$M_{2max}-N_{corr}$	927.31	-110.174	0.8G \pm E	0		
	$M_{3max}-N_{corr}$	269.14	77.012	G+Q \pm E	0.73		
45x45	$N_{max}-M_{2corr}$	883.85	-2.484	ELU	0	16.2	12HA14=18.45
	$N_{max}-M_{3corr}$	883.85	0.009	ELU	0		
	$N_{min}-M_{2corr}$	-103.14	67.297	0.8G \pm E	5.3		
	$N_{min}-M_{3corr}$	-103.14	4.708	0.8G \pm E	1.58		
	$M_{2max}-N_{corr}$	525.01	-93.823	G+Q \pm E	0		
	$M_{3max}-N_{corr}$	214.28	68.766	G+Q \pm E	1.42		
40x40	$N_{max}-M_{2corr}$	354.04	-2.199	ELU	0	12.8	4HA14+8HA12=15.2
	$N_{max}-M_{3corr}$	354.04	0.011	ELU	0		
	$N_{min}-M_{2corr}$	-26.97	1.412	0.8G \pm E	0.44		
	$N_{min}-M_{3corr}$	-26.97	3.335	0.8G \pm E	0.57		
	$M_{2max}-N_{corr}$	99.77	-67.26	G+Q \pm E	3.32		
	$M_{3max}-N_{corr}$	96.83	53.845	G+Q \pm E	2.41		

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celle exigés par le RPA donc les Poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

- **Détermination des armatures longitudinales des poteaux (Exemple : Poteaux de 50x50cm²) :**

As₂ : Armatures dans le sens y-y.

As₃ : Armatures dans le sens x-x.

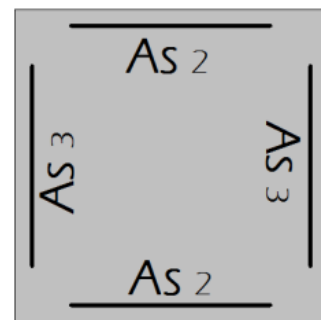
Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

Sens x-x : $As_3 = 9.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_3 \text{ adoptée} = 2HA20 + 2HA16 = 10.3 \text{ cm}^2$.

Sens y-y : $As_2 = 9.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_2 \text{ adoptée} = 2HA20 + 2HA16 = 10.3 \text{ cm}^2$.

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au

CDG de la section. Ce qui donne le ferrailage suivant :



$A_{\text{totale-adoptée}} = 4HA20 + 8HA16 = 28.64 > A_{\text{min-RPA}} = 0.008 \times b \times h = 20 \text{ cm}^2$.

➤ Vérification a l'ELU :

- **Diamètre minimum des armatures longitudinales :**

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12 mm, la condition exigée par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [1] est vérifiée.

- **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau :**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions 50x50 cm², elle est égale à :

$$\frac{1}{4} \times (h - (c + c')) = \frac{1}{4} \times (50 - (2 + 2)) = 11.5 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

La condition exigée par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [1] est vérifiée.

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement L_r est de : 40Φ en zone II (Article 7.4.2.2 du RPA 99/2003) [1].

Tableau VI.1.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.

Diamètre des barres [mm]	L _r [cm]
20	80
16	64
14	56

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

- **Diamètre des aciers : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99) [3]**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_l^{\max} \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 10\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section: A_t= 3.14 cm²= 4HA10

- **Espacement des armatures (Art 7.4.2, 2RPA99 version2003) [1] :**

-En zone nodale : $S_t \leq (10 \Phi_l^{\min}; 15\text{cm}) = 14\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \longrightarrow S_t = 15\text{cm}$

- **Vérification de la quantité d'armatures (Art 7.4.2 ,2 RPA99version 2003) [1] :**

Pour le poteau le défavorable celui de RDC:

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.86}{0.5} = 5.72 \quad \lambda_g = 5.72 \geq 5$$

En zone nodale : A_{min} = 0.003xbxst = 0.003x50x10 = 1.5 cm²

En zone courante : A_{min} = 0.003xbxst = 0.003x50x15 = 2.25 cm²

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- **Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) [3] :**

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

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

➤ HA 20 : $L_s = \frac{\phi_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$ on prend $l_s = 75 \text{ cm}$

➤ HA 16 : $L_s = \frac{\phi_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$ on prend $l_s = 60 \text{ cm}$

➤ HA14 : $L_s = \frac{\phi_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$ on prend $l_s = 50 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant (Art 7.4.3, 2 RPA99) [1]:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1.4: Vérification des contraintes.

section	Vu (KN)		ρ_d	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
50x50	YY	45.33	0.075	0.188	1.875	Condition Vérifiée
	ZZ	61.92	0.075	0.258		
45x45	YY	39.11	0.075	0.202	1.875	Condition Vérifiée
	ZZ	49.99	0.075	0.258		
40x40	YY	40.56	0.075	0.266	1.875	Condition Vérifiée
	ZZ	66.67	0.075	0.438		

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

a) Condition de non fragilité :

La section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_t \cdot b \cdot d}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455d}{(e_s - 0,185d)} \quad \text{ou} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

sections	sollicitations	Ns (KN)	Ms(KN.m)	es	A min [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Aadoptée>Amin
50x50	N _{max} -M _{2corr}	1049.4	-1.003	0.095	6.92	28.64	Condition vérifiée
	N _{max} -M _{3corr}	1049.4	0.006	0.00057	6.97		
	N _{min} -M _{2corr}	249.1	0.021	0.0084	6.98		
	N _{min} -M _{3corr}	249.1	0.526	0.211	7.07		
	M _{2max} -N _{corr}	791.17	21.948	2.774	8.82		
	M _{3max} -N _{corr}	384.56	14.811	3.85	8.1		
45x45	N _{max} -M _{2corr}	643.85	-1.782	0.276	5.5	18.45	Condition vérifiée
	N _{max} -M _{3corr}	643.85	0.006	0.0009	5.62		
	N _{min} -M _{2corr}	116.71	0.084	0.719	5.65		
	N _{min} -M _{3corr}	116.71	0.569	0.487	5.83		
	M _{2max} -N _{corr}	221.44	-17.513	7.9	3.98		
	M _{3max} -N _{corr}	294.67	11.259	3.82	8.65		
40x40	N _{max} -M _{2corr}	258.36	-1.58	0.61	4.2	15.2	Condition vérifiée
	N _{max} -M _{3corr}	258.36	0.008	0.003	4.41		
	N _{min} -M _{2corr}	18.1	-2.153	11.89	2.79		
	N _{min} -M _{3corr}	18.1	0.982	5.42	13.13		
	M _{2max} -N _{corr}	43.47	20.506	47.17	1.38		
	M _{3max} -N _{corr}	116.12	12.769	10.99	2.73		

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adoptée} \geq A_{min}$

b) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 400\text{MPa}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.6: Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

Sections	N_s	M_s	A sup-adoptée [cm ²]	A inf-adoptée [cm ²]	σ_{bc} sup [MPa]	σ_{bc} -inf [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_s sup [MPa]	σ_s inf [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	OBS
50x50	$N_{max} =$ 1049.4	$M_{cor} =$ -1.003	12.56	12.56	3.61	3.68	15	54.2	55.2	400	CV
	$N_{min} =$ 249.4	$M_{cor} =$ 0.526			0.89	0.85		13.2	12.7		
	$N_{cor} =$ 791.17	$M_{2cor} =$ 21.948			3.51	1.99		51.8	30.7		
45x45	$N_{max} =$ 643.85	$M_{cor} =$ -1.782	8.04	8.04	2.75	2.93	15	41.4	43.9	400	CV
	$N_{min} =$ 116.71	$M_{cor} =$ 0.569			0.54	0.49		8.12	7.33		
	$N_{cor} =$ 294.67	$M_{3cor} =$ 11.259			1.87	0.73		27.3	11.7		
	$N_{max} =$ 258.36	$M_{cor} =$ -1.58			1.33	1.56		20.2	23.3		

40x40	$N_{min} =$ 18.1	$M_{cor} =$ -2.153	6.15	6.15	0	0.27	15	-1.02	3.79	400	CV
	$N_{cor} =$ 116.12	$M_{3cor} =$ 12.769			1.63	0		-4.47	22.9		

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour les poteaux :

- Poteaux (50x50) :
 - Les armatures longitudinales : $4HA_{20}+8HA_{16}=28.64\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : $4HA_{10}= 3.14 \text{ cm}^2$

- Poteaux (45x45) :
 - Les armatures longitudinales : $12HA_{14}=18.45\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : $4HA_{10}= 3.14 \text{ cm}^2$

- Poteaux (40x40) :
 - Les armatures longitudinales : $4HA_{14}+8HA_{12}=15.2\text{cm}^2$
 - Les armatures transversales : $4HA_{10}= 3.14 \text{ cm}^2$

VI.2.Les poutres :

VI.2.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les Différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right\} \text{BAEL91/révisé99 [2]}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{(RPA 99 /2003)[1]}$$

VI.2.2.Recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2) [1] :

a) Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 ϕ en zone I et IIa.
 - 50 ϕ en zone IIb et III.

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales.

	Aminimal [cm ²]		Amaximal [cm ²]	
	0,5% bh	4% bh	6% bh	
Poutre principale (30x35)	5,25	42	63	
Poutre secondaire (25x30)	3,75	30	45	

b) Armatures transversales (Article 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Minimum de $(h/4, 12 \phi)$.

- En dehors de la zone nodale :

$$S \leq h/2.$$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec 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.

VI.2.3. Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- **P.P.1** : Poutres principales éloignées des voiles de contreventement.
- **P.P.2** : Poutres principales avoisinant des voiles de contreventement.
- **P.S.1** : Poutres secondaires éloignées des voiles de contreventement.
- **P.S.2** : Poutres secondaires avoisinant des voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

• **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions et les négatifs des compressions. Contrairement au « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent des compressions et les négatifs des tractions.

• **Bien prendre en compte les coefficients γ_b , γ_s et θ :**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- **En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) :** $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$ et $\theta = 1$.
- **En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaisons sismiques) :** $\gamma_b = 1.15$, $\gamma_s = 1$ et $\theta = 0.85$.

➤ **Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

1) **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d.f_{bu}}$$

2) **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires → $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}}, \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2ème cas : $\mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

$$A_{st} = A_{sl} + A_{sc} = \frac{M_l}{\beta_l.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c).\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$$

➤ **Exemple de calcul :**

Poutre principale 1 (30x35) :

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31,109 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} , \beta = 0,9655$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,109 \times 10^3}{0,9655 \times 33 \times 348} = 2,89 \text{ cm}^2.$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,965 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21,74} = 0,094 < 0,392 \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{66,965 \times 10^3}{0,951 \times 33 \times 400} = 5,33 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:**

1) Ferrailage des poutres principales (30x35) :

b = 30cm, h = 35cm, d = 33cm .les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux :

Tableau VI.2.2: ferrailage des poutres principales.

		combinaison	Mmax (kN.m)	μ_b	obs	A _{st} (cm ²)	ferrailage	A adopté (cm ²)
P.P1	En travée	Elu	31,109	0.067	ssa	2,89	3HA16	6,03
	Aux appuis	G+Q±EY min	- 66,965	0.094	ssa	5,33	3HA16	6,03
P.P2	En travée	0.8G±EY max	95,098	0.134	ssa	7,76	3HA16(fil)+ 3HA14(chap)	10,65
	Aux appuis	G+Q±EYmin	-113,011	0.159	ssa	9,38	3HA16(fil)+ 3HA14(chap)	10,65

2) Ferrailage des poutres secondaires (25×30) :

b =25cm, h=30cm, d=28 cm. les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux :

Tableau VI.2.3: ferrailage des poutres secondaires.

		comb	Mmax (kN.m)	μ_b	obs	β	A _{st} (cm ²)	ferrailage	A adopté (cm ²)
P.S.1	En travée	G+Q±EXmax	34,055	0,08	ssa	0,958	3,17	3HA14	4,62
	Aux appuis	G+Q±EYmin	-37,48	0,088	ssa	0,954	3,50	3HA14	4,62

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

P.S.2	En travée	$0.8G \pm EX_{max}$	53,953	0,126	ssa	0,932	5,17	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)	8,01
	Aux appuis	$G+Q \pm EX_{min}$	-66,68	0,156	ssa	0,915	6,50	3HA14(fil)+ 3HA12(chap)	8,01

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) [1] :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- Calcul de l'espacement S_t :

Tableau VI.2.4: calcul des armatures transversales à l'ELU.

	St (cm)			At (cm ²)	ferrailage
P.P	Zone nodale	Min[8,75 ; 19,2]	St=8	0,72	4HA8=2,01
	$St \leq \min \left(\frac{h}{2}; 12\phi \right)$				
P.S	Zone courate	17,5	St=15	1,35	4HA8=2,01
	$St \leq \frac{h}{2}$				
P.S	Zone nodale	[7,5 ; 19,2]	St=7	0,45	4HA8=2,01
	$St \leq \min \left[\frac{h}{2}; 12\phi \right]$				
P.S	Zone courante	15	St=15	1,125	4HA8=2,01
	$St \leq \frac{h}{2}$				

- **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 modifié 2003 [1] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

VI.2.4. Vérifications à l'ELU:

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

Est de 0,5 % en toute section.

Tableau VI.2.5: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

poutres		Ast (cm ²)	Amin (cm ²) (0,5% bh)	obs
P.P.1	En travée	6,03	5,25	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,03		
P.P.2	En travée	10,65		
	Aux appuis	10,65		
P.S.1	En travée	4,62	3,75	Condition vérifiée
	Aux appuis	4,62		
P.S.2	En travée	8,01		
	Aux appuis	8,01		

b) Condition de non fragilité (BAEL 91 / modifiée 99 Art. A.4.2.1) [3] :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc la condition est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91 /modifiée 99 Art. 5.1, 211) [3] :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_u = \frac{109.54 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.106 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2): $\tau_u = \frac{71.81 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,854 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/modifiée 99 Art A.6.1 ,3) [3]:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

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

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

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$.

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$.

D'où :

Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) : $\tau_{se} = \frac{109.54 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,72} = 2.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$.

Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) : $\tau_{se} = \frac{71.81 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 2.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$.

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

e) Ancrage des barres :

- (BAEL 91/ modifiée 99 Art. 6.1 ,221)[3]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droit l_s est égale à : $l_s = 35 \phi$

- (RPA 99 modifié 2003/ Art. 7.5.2.1)[1]

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.

D'où :

Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48$ cm.

Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56$ cm.

Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1.6 = 64$ cm.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 48 = 19,2$ cm.

Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22,4$ cm.

Pour les HA 16 : $L_c = 0,4 \times 64 = 25,6$ cm.

f) Influence de l'effort tranchant :

- Au niveau des appuis (BAEL 91 /modifiée99 Art. 5.1, 312) :

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s \cdot V_{u\max}}{f_e}$$

- principales (P.P.1 et P.P.2) :

$$A_{st} \text{ ancrer} = \frac{109.54 \times 1,15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 3.149 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :

$$A_{st} \text{ ancrer} = \frac{71.81 \times 1,15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 2,064 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adoptée} = 4,62 \text{ cm}^2.$$

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

- Sur le béton (BAEL 91 /modifiée99 Art. A.5.1, 313) [3] :

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

- Poutres principales (P.P.1 et P.P.2) :

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 109.54 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 330} = 1,84 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires (P.S.1 et P.S.2) :**

$$\frac{2V_u}{f_{e,0,9d}} = \frac{2 \times 71.81 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 280} = 1,425 \text{ MPa} < 13,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

		M smax [KN.m]	A adoptée [Cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
P.P.1	En travée	22,71	6,03	0,609	0,885	28,48	128,95	4,52	CV
	Aux appuis	-37,75	6,03	0,609	0,885	28,48	214,36	7,52	CV
P.P.2	En travée	6,774	10,65	1,075	0,857	19,96	22,49	1,12	CV
	Aux appuis	-12,007	10,65	1,075	0,857	19,96	39,86	1,92	CV

VI.2.5. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}, \quad \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

• **Poutres principales :**

Tableau VI.2.6 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

• **Poutres secondaires :**

Tableau VI.2.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

		M smax [KN.m]	A adoptée [Cm ²]	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
P.S.1	En travée	8,037	4,62	0,66	0,881	27,02	70,05	2,59	CV
	Aux appuis	-10,219	4,62	0,66	0,881	27,02	89,66	3,31	CV
P.S.2	En travée	6,796	8,01	1,14	0,854	19,25	35,48	1,84	CV
	Aux appuis	-8,76	8,01	1,14	0,854	19,25	45,73	2,37	CV

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

3. Etat limite de déformation :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS).
D'où :

- **Poutres principales :**

$$f = 0.029 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires**

$$f = 0.020 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales, armatures horizontales et les Armatures transversales.

VI.3.2.Combinaison d'action :

Selon le BAEL 99

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

VI.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 : $\frac{h}{L} < 1.5$

VI.3.4.Recommandations du (RPA 99/ version2003) pour le ferrailage des voiles :

a) Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [1]

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [1] :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

c) Règles communes (Article 7.7.4.3) [1] :

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$.

. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20 φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.5. Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

➤ Méthode de calcul :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

1. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S_{22en} [kN/m²]) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

. M : Moment dans le voile.

. N : Effort normale dans le voile.

. V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

. V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue ($V = V' = L/2$).

. B = L.e (section du béton).

. I : Moment d'inertie du voile.

2. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right).$$

Où :

. h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

. l' : Longueur de la zone comprimée. Tel que :

Pour une S.E.C : l' = longueur totale du voile.

Pour une S.E.T : l' = 0 m.

Pour une S.P.C :

$$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L \text{ (Théorème de Thalès). } \sigma_{\min} \text{ est à prendre en valeur absolue.}$$

3. Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes

dans chaque bande. Par exemple :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

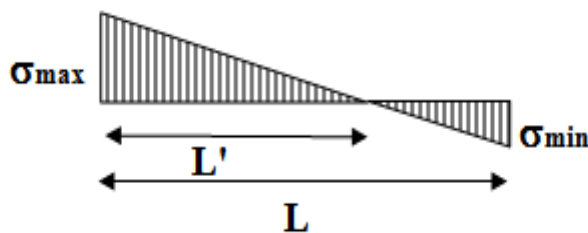
Où :

. e : Épaisseur du voile.

. σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès

4. Calcul des sections d'armatures :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section partiellement comprimé SPC.**



$$A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$

b) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4 T$

T: effort tranchant calculé au niveau considéré.

c) Armatures horizontales :

Selon l'article (A.8.2, 41 du BAEL 91/révisé 99) [2] : $A_H=1/3 A_{vertical}$. Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés et 1/4 dans le cas contraire.

Selon l'article (7.7.4.3 du RPA 99version2003) [1] : $A_{H-min}= 0.15\%L.e$

Donc : $A_{H-calculée}= \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$.

d) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

(Art. 7.7.4.3 du RPA 99version 2003) [1]. D'où :

$$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$$

➤ Sections minimales des armatures verticales :

a) Section entièrement ou partiellement tendue :

Selon l'article (A.4.2, 1 du BAEL 91/revisé99) [2] (Condition de non-fragilité) :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})[2]$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})[1]$$

Avec : $B = L.e$ (section du béton).

Remarque :

$$A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$$

VI.3.6.Vérifications :

a) Contraintes limites de cisaillement :

✓ D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V= 1.4 T$$

✓ D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

b) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

- ❖ Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :
 - **VL1** : Voiles de 1.30 m de longueur.
 - **VL2** : Voiles de 1.7 m de longueur. (Pour l'ascenseur)
 - **VT2** : Voiles de 1.7m de longueur. (Pour l'ascenseur)
 - **VT1.1**: Voiles de 2 m de longueur.
 - **VT2.2**: Voiles de 2.2 m de longueur.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : RDC, 1er, 2^{eme} étage.
- ✓ **Zone II** : 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** : 6^{eme} au 7^{eme} étage.

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale VL1= 1.3m sur la zone 1 ;
SPC :

a) Caractéristiques géométriques :

$L = 1.3 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $B = 0.26 \text{ m}^2$

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont déduites par ETABS:

$$\sigma_{\max} = 9737.81 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -6549.42 \text{ KN / m}^2$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L = 0.52 \text{ m}$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 1.3 - 0.52 = 0.78 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

En prend :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right). \longrightarrow d = 0.52 \text{ m}$$

- Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \longrightarrow 3245.937 \text{ KN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e \longrightarrow N_1 = 672.77 \text{ KN}$$

c) Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{672.77}{400 \times 10^{-1}} = 16.82 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Selon l'article (A.4.2, 1 du BAEL 91/revisé99) [2] (Condition de non-fragilité)

$A_{\min} \geq 0.002B$ Selon l'article (7.7.4.1 du RPA 99 version 2003) [1]

$A_{\min} = \max(A_{\min\text{-RPA}}; A_{\min\text{-BAEL}})$

$$\text{Max}\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002B\right) = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.07 \text{ cm}^2$$

d) **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 5.52 \text{ cm}^2$$

e) **Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 16.82 + \frac{5.52}{4} = 18.20 \text{ cm}^2 / \text{ bande.}$$

➤ **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = 18.20 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\text{On adopte: } 2 \times (6\text{HA}16) = 24.13 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min (h)} = \max \left(\frac{A_1}{4} ; 0.0015 \times 130 \times 20 \right) = \max (4.55 ; 3.9)$$

Soit : 5HA8 = 2.512 cm² / 1m de hauteur ; avec S_h = 25 cm

- **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) [1]:**

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)[1].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

❖ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1) **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **Selon le RPA99/version 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e.d} = \frac{1.4 \times 143.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 0.857 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.857 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.857 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- D'après le BAEL 91/révisé99 :

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{143.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 0.612 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.612 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{572.29 \times 10^3}{200 \times 1300 + 15 \times 16.08 \times 10^2} = 1.932 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.932 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.1 Détermination du ferrailage des voiles VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0.30	0.30	0.30
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.30	1.30	1.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.26	0.26	0.26
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.78	2.76	2.76
	Sollicitation de calcul	T(kN)	143.290	129.520
N _{ser} (kN)		572.29	407.62	187.92
Vu (kN)		200.606	181.328	118.818
σ _{max} (kN/m ²)		9737.810	4515.170	3820.890
σ _{min} (kN/m ²)		6549.420	2599.120	2009.450
σ _s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
Lt		0.78	0.83	0.85
Lc		0.52	0.47	0.45
d		0.52	0.55	0.57
σ ₁		3245.937	1505.057	1273.630
N ₁		672.77	331.14	289.35
armatures	A _{v1} /bande (cm ²)	16.82	8.28	7.23

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

verticales	A_{vj} (cm ²)	5.52	4.99	3.27	
	A'v1/bande/nappe	18.20	9.53	8.05	
armatures minimales	A_{min} /bande/nappe (cm ²)	2.07	2.20	2.27	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24.13	18.46	13.56	
	Choix de A (cm ²)	12HA16	12HA14	12HA12	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6.03	4.62	3.90	
	AH adopté (cm ²)	7.53	7.034	7.034	
	choix de la section	15HA8	14HA8	14HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification de constructions	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	0.857	0.775	0.508
	3,26 Mpa	τ_u	0.612	0.554	0.363
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1.932	1.417	0.670

Tableau VI.3.2 Détermination du ferrailage des voiles VT_{1.1} :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
H poutre(m)		0.35	0.35	0.35
hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
L (m)		2.00	2.00	2.00
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m ²)		0.4	0.4	0.4
He		4.080	3.060	3.060
h		3.73	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	245.380	201.430	98.640
	N _{ser} (kN)	777.16	551.23	237.94
	Vu (kN)	343.532	282.002	138.096
	σ_{max} (kN/m ²)	9120.500	5012.350	3865.960
	σ_{min} (kN/m ²)	5960.990	2577.640	2036.750
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.21	1.32	1.31
	Lc	0.79	0.68	0.69
	d	0.81	0.88	0.87
	σ_1	3040.167	1670.783	1288.653
	N ₁	980.55	588.46	450.13
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	24.51	14.71	11.25
	A _{vj} (cm ²)	9.45	7.76	3.80
	A'v1/bande/nappe	26.88	16.65	12.20
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3.23	3.52	3.49
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	28.134	21.54	15.83
	Choix de A (cm ²)	14HA16	14HA14	14HA12
	Stmax	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	7.03	6.00	6.00	
	AH adopté (cm ²)	7.54	7.036	7.036	
	choix de la section	15HA8	14HA8	14HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification de construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.954	0.783	0.384
	3,26 Mpa	τ_u	0.682	0.560	0.274
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.757	1.275	0.562

Tableau VI.3.3 Détermination du ferrailage des voiles VT₂ :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	1.70	1.70	1.70
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.34	0.34	0.34
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	188.610	128.190	113.180
	N _{ser} (kN)	514.85	352.64	184.71
	Vu (kN)	264.054	179.466	158.452
	σ_{\max} (kN/m ²)	8770.720	4439.760	3693.640
	σ_{\min} (kN/m ²)	6341.940	3109.230	5241.940
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	0.99	1.00	0.70

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

	Lc	0.71	0.70	1.00	
	d	0.66	0.67	0.47	
	σ_1	2923.573	1479.920	1231.213	
	N ₁	769.18	394.57	230.72	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	19.23	9.86	5.77	
	A _{vj} (cm ²)	7.26	4.94	4.36	
	A'v1/bande/nappe	21.04	11.10	6.86	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2.63	2.67	1.87	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24.12	18.46	13.56	
	Choix de A (cm ²)	12HA16	12HA14	12HA12	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	6.03	5.10	5.10	
	AH adopté (cm ²)	7.54	7.034	7.034	
	choix de la section	15HA8	14HA8	14HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification de construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.863	0.586	0.518
	3,26 Mpa	τ_u	0.616	0.419	0.370
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.369	0.959	0.513

Tableau VI.3.4 : Détermination du ferrailage des voiles VT2.2 :

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
H poutre(m)		0.30	0.30	0.30
hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
L (m)		1.70	1.70	1.70
e (m)		0.20	0.20	0.20
B (m ²)		0.34	0.34	0.34
He		4.080	3.060	3.060
h		3.78	2.76	2.76
Sollicitation de calcul	T(kN)	415.960	215.860	112.620
	N _{ser} (kN)	188.43	349.73	494.94
	Vu (kN)	582.344	302.204	157.668
	σ_{max} (kN/m ²)	6926.920	2318.660	2608.180
	σ_{min} (kN/m ²)	4531.810	698.110	1135.490
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	Lt	1.03	1.31	1.18
	Lc	0.67	0.39	0.52
	d	0.69	0.87	0.79
	σ_1	2308.973	772.887	869.393
	N ₁	632.76	269.30	274.58
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	15.82	6.73	6.86
	A _{vj} (cm ²)	16.01	8.31	4.34
	A'v1/bande/nappe	19.82	8.81	7.95
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2.74	3.48	3.16
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24.12	18.46	13.56
	Choix de A (cm ²)	12HA16	12HA14	12HA12
	Stmax	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures	AH /nappe (cm ²)	6.03	5.10	5.10

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

horizontales	AH adopté (cm ²)	7.54	7.54	7.54	
	choix de la section	15HA8	15HA8	15HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification de construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1.903	0.988	0.515
	3,26 Mpa	τ_u	1.359	0.705	0.368
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.501	0.951	1.374

Tableau VI.3.5 : Détermination du ferrailage des voiles VL2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	H poutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	2.20	2.20	2.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.44	0.44	0.44
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.73	2.71	2.71
	Sollicitation de calcul	T(kN)	275.760	165.130
N _{ser} (kN)		777.94	531.40	261.56
Vu (kN)		386.064	231.182	116.354
σ_{\max} (kN/m ²)		9684.620	3814.160	3554.570
σ_{\min} (kN/m ²)		6666.100	2094.760	2161.960
σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
Lt		1.30	1.42	1.37
Lc		0.90	0.78	0.83

Chapitre VI: ferrailage des éléments structuraux

	d	0.87	0.95	0.91	
	σ_1	3228.207	1271.387	1184.857	
	N_1	1121.76	481.46	432.23	
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2)$	26.04	12.04	10.81	
	$A_{vj} \text{ (cm}^2)$	10.62	6.36	3.20	
	$A'v1/\text{bande/nappe}$	27.27	13.63	11.61	
armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$	3.47	3.79	3.65	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)	28.13	12.94	12.94	
	Choix de A (cm ²)	14HA16	14HA14	14HA12	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	7.03	6.60	6.60	
	AH adopté (cm ²)	7.54	7.036	7.036	
	choix de la section	15HA8	14HA8	14HA8	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification de construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.975	0.584	0.294
	3,26 Mpa	τ_u	0.696	0.417	0.210
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1.613	1.157	0.569

chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}$ sol).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G+1.5Q (ELU)(BAEL91/révisé99)[2].

$G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

[Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003) [1].

VII.2. Choix du type de fondations :

VII.2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s \max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}.$$

Où :

- Ns.max : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).
- S : Surface d'appui de la semelle (S=AxB).
- $\bar{\sigma}$ sol : Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise égale à 2 bars.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \rightarrow A = B, k = 1.$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}, \text{ donc : } A = B.$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \cdot \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1049.41}{1 \times 200}} = 2.29 \text{ m.}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 3.20 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

VII.2.2. Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles « S1 »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{smax}}{s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N_{smax}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VII.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

Ns max	sens	L	B	Nombre « n »	Surface « m ² » S=(BxLxN)
572.29	longitudinale	1.3	2.2	6	17.16
494.94	longitudinale	1.7	1.46	2	4.96
777.94	transversale	2.2	1.77	2	7.79
777.16	transversale	2	1.94	2	7.76
514.87	transversale	1.7	1.51	4	10.27
S1 totale des semelles sous voiles					47.94

b. Semelles filantes sous poteaux « S2 »

• **Étapes de calcul**

- Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum Ni$),

- Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum Ni.e_i + \sum Mi}{R}$).

- Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel

que :

. si $e \leq \frac{L}{6}$ → répartition trapézoïdale

. si $e > \frac{L}{6}$ → répartition triangulaire

On fera le calcul sur le portique transversale (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

poteau	Ni (KN)	Ei (m)	Ni x ei	Moment(KN.m)
C17	480.74	-6.25	-3004.625	-4.948
C18	945.11	-2.55	-2410.03	-2.01
C19	1049.41	1.75	1836.467	-0.979
C20	906.36	6.25	5664.75	8.13
Somme	3381.62		2086.562	0.193

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2086.56 + (0.193)}{3381.62} = 0,617m$$

• **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = 0,617m < \frac{L}{6} = \frac{13}{6} = 2,167m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3381.62}{13} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.617)}{13} \right) = 186.05KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3381.62}{13} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.617)}{13} \right) = 334.20 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3381.62}{13} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.617)}{13} \right) = 297.162 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{297.162}{200} = 1.49 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1,50 \text{ m}$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (1.5 \times 13) \times 9 = 175.5 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 47.94 \text{ m}^2$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 175.5 + 47.94 = 223.38 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 345.8 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{223.38}{345.8} \times 100 = 64.59\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.2.3. Radier général (nervuré)

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

- **Hauteur de la dalle du radier « hr » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$hr \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec un minimum de 25cm, $h_r \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$

$$hr = 30\text{cm}$$

- **Épaisseur des nervures « h » :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} = \frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5}$$

$$56.25 \leq h \leq 90$$

Ou :

L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

E_v : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.865 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

- **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$$L_{\max} = 4,50\text{m}.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,50\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,908\text{m}$$

$$h = 100\text{cm}$$

- **Largueur des nervures « bn »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 60 \text{ cm .}$$

$$b_n = 60 \text{ cm}$$

- **Épaisseur de la dalle flottante « hd » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq hd \leq \frac{L_{\max}}{40} \rightarrow 9 \leq hd \leq 11.25$$

$$hd = 10 \text{ cm}$$

Conclusion :

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- . **Hauteur des nervures** : $h = 100 \text{ cm}$.
- . **Largeur des nervures** : $b_n = 60 \text{ cm}$.
- . **Hauteur de la dalle du radier** : $h_r = 30 \text{ cm}$.
- . **Hauteur de la dalle flottante** : $h_d = 10 \text{ cm}$.
- . **Enrobage** : $c = 3 \text{ cm}$

VII.2.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \leq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 29271.3 \text{ kN}$ et $Q_{ss} = 4889.76 \text{ kN}$.

On aura :

A ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 29271.3 + 1,5 \times 4889.76 = 46850.895 \text{ KN}$$

A ELS:

$$N_s = G + Q = 29271.3 + 4889.76 = 34161.06 \text{ KN}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(s^{\text{ELU}}, s^{\text{ELS}})$$

A ELU:

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46850.895}{200} = 234,25 \text{ m}^2$$

A ELS :

$$S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{34161.06}{200} = 170.80 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(s^{\text{ELU}}, s^{\text{ELS}}) = 234.25 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_{\text{bat}} = 345.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 345.5 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 234.25 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL.

Calculé comme suit :

-Longueur de débord :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

$$L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$$

-La surface du débord :

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 79.2 \times 0,5 = 39.6\text{m}^2$$

Ou :

P : périmètre de notre bâtiment

-Surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 345.5 + 39.6 = 385.1\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 385.1 \text{ m}^2.$$

VII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier :

Poids propre du radier « G radier » :

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G₁ ».
- . Poids propre des nervures « G₂ ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G₃ ».
- . Poids propre de la dalle flottante « G₄ ».

$$G_1 = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b = 385.1 \times 0,30 \times 25 = 2888.25 \text{ KN.}$$

$$G_2 = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,60 \times (1 - 0,30) \times 25 \times (26.6 \times 9 + 13 \times 4) = 3059.7 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,60 \times 291.4 = 174.84 \text{ m}^2.$$

$$G_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}} = (385.1 - 174.84) \times 0,7 \times 17 = 2505.094 \text{ KN.}$$

$$G_4 = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalleflottante}} \cdot \rho_b = (385.1 - 174.84) \times 0,1 \times 25 = 525.65 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de radier: } G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 8975.694 \text{ KN.}$$

-Surcharges d'exploitation du radier

$$Q \text{ radier} = QRDC \times S \text{ radier} = 2.5 \times 385.1 = 962.75 \text{KN}$$

-Charges et surcharges totales de la structure

$$G \text{ total} = G_{ss} + G \text{ radier} = 29271.3 + 8975.694 = 38246.994 \text{kN.}$$

$$Q \text{ total} = Q_{ss} + Q \text{ radier} = 4889.76 + 962.75 = 5852.51 \text{ Kn}$$

. Combinaisons d'actions

. À l'ELU : $N_U = 1.35G \text{ total} + 1.5Q \text{ total} = 1.35 \times 38246.994 + 1.5 \times 5852.51 = 60412.21 \text{kN.}$

. À l'ELS : $N_S = G \text{ total} + Q \text{ total} = 38246.994 + 5852.51 = 44099.50 \text{kN.}$

VII.2.3.4. Vérifications

a. Vérification au cisaillement (Art A.5.1 ,211/ BAEL91modifiée99) [3]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{60412.21 \times 1}{385.1} \times \frac{4.50}{2} = 352.967 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{352.967 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,307 \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 1,307 \text{MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2,5 \text{MPa}$. Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm}$

b. Poinçonnement (Art A.5.2 ,42/ BAEL91modifiée99) [3] :

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1\text{m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

Sous poteau :

$$U_c = 2[u+v+2h] = 2 \times [0.5+0.5+2 \times 1] = 6\text{m.}$$

Sous voile :

$$U_c = 2[u+v+2h] = 2 \times [0.2+2.2+2 \times 1] = 8.8\text{m.}$$

Donc :

-Sous poteau

$$N_U = 1440.82 \text{ kN} < 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 4500 \text{ kN.}$$
 La condition est vérifiée.

-Sous voile

$N_u = 1064.09 \text{ KN} < 0.045 \times 8.8 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 6600 \text{ kN}$. La condition est vérifiée.

c. Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dû aux charges verticales.
- Moment de renversement dû au séisme.

$$M = M_0 + T_0h$$

M₀ : Moment sismique à la base de la structure dans sens considéré.

T₀: Effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma(1 ; 2) = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} (X_G; Y_G)$$

Avec :

. σ_1 et σ_2 : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

. N : Effort normal dû aux charges verticales.

. S radier : Surface totale du radier.

. M : moment a la base

-Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{26.2+1}{2} = 13.6 \text{ m} .$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{12.5+1}{2} = 6.75 \text{ m} .$$

-Moment d'inertie

$$I_{xx} = \frac{27.2 \times (13.5^3)}{12} = 5576.85 \text{ m}^4 .$$

$$I_{yy} = \frac{13.5 \times (27.2)^3}{12} = 22639.104 \text{ m}^4 .$$

-Moment à la base

$$M_x = 34029.757 + 1874.06 \times 1 = 35903.817 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 34469.321 + 1847.59 \times 1 = 36316.911 \text{ KN.m}$$

ELU :

- **Sens X-X**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{60412.21}{385.1} + \frac{35903.817}{22639.104} \times 13.6 = 178.442 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{60412.21}{385.1} - \frac{35903.817}{22639.104} \times 13.6 = 135.305 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178.442 + 135.305}{4} = 167 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN / m}^2 \text{Condition}$$

vérifiée.

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot YG = \frac{60412.21}{385.1} + \frac{36316.911}{5576.85} \times 6.75 = 200.83 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot YG = \frac{60412.21}{385.1} - \frac{36316.911}{5576.85} \times 6.75 = 112.92 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.3 + 112.92}{4} = 178.85 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN / m}^2 \text{Condition}$$

vérifiée.

ELS :

- **Sens X-X**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{44099.50}{385.1} + \frac{35903.817}{22639.104} \times 13.6 = 136.082 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{44099.50}{385.1} - \frac{35903.817}{22639.104} \times 13.6 = 92.95 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 178.442 + 135.305}{4} = 125.29 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN / m}^2$$

.Condition vérifiée.

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot YG = \frac{44099.50}{385.1} + \frac{36316.911}{5576.85} \times 6.75 = 158.470 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot YG = \frac{44099.50}{385.1} - \frac{36316.911}{5576.85} \times 6.75 = 70.595 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.3 + 112.92}{4} = 136.49 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN / m}^2 \text{Condition}$$

vérifiée.

d. Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S \text{ radier} \times \gamma_w$$

Avec :

. P : Poids total à la base du radier ($P = 30249.25 \text{ kN}$).

. F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).

. γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$).

. h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

. S : Surface du radier ($S = 385.1 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 30249.25 \text{ kN} > 1.5 \times 10 \times 385.1 = 5776.5 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.3. Ferrailage du radier

VII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

- **Dimensions du panneau le plus sollicité :**

$$. l_x = L_x - b_n = 3.50 - 0.6 = 2.9 \text{ m}$$

$$. l_y = L_y - b_n = 4.5 - 0.6 = 3.9 \text{ m}$$

. D'où :

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.9}{3.9} = 0.74 \leq 1 \rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

- **Moments « Mx » et « My » agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

$$. \text{Sens } l_x \text{ (Petite portée)} : M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$. \text{Sens } l_y \text{ (Grande portée)} : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91/révisée 99 [4] en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$

ELU : $\mu_x = 0.0621$ et $\mu_y = 0.5102$

ELS : $\mu_x = 0.0684$ et $\mu_y = 0.6447$.

q : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

$$\text{À l'ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(178.85 - \frac{8975.694}{385.1} \right) = 155.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(136.49 - \frac{8975.694}{385.1} \right) = 113.18 \text{ KN/ml}$$

Donc :

À l'ELU ;

$$M_{xu} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2]_{1ml} = [0.0621 \times 155.54 \times 2.9^2] \times 1ml = 81.232 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = [\mu_y \cdot M_x]_{1ml} = [0.5105 \times 81.232] \times 1ml = 41.469 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_{xs} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2]_{1ml} = [0.0684 \times 113.18 \times 2.9^2] \times 1ml = 65.106 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = [\mu_y \cdot M_x]_{1ml} = [0.6447 \times 65.106] \times 1ml = 41.973 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

À l'ELU

. En travée

$$. M_{tx} = 0.85 \times 81.232 = 69.047 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{ty} = 0.85 \times 41.469 = 35.248 \text{ kN.m.}$$

. Aux appuis

$$. M_{ax} = -0.5 \times 81.232 = -40.616 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{ay} = -0.5 \times 41.469 = -20.734 \text{ kN.m.}$$

À l'ELS

. En travée

$$. M_{tx} = 0.85 \times 65.106 = 55.340 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{ty} = 0.85 \times 41.973 = 35.678 \text{ kN.m.}$$

. Aux appuis

$$. M_{ax} = -0.5 \times 65.106 = -32.553 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{ay} = -0.5 \times 41.973 = -20.987 \text{ kN.m.}$$

- Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

zone	sens	Mu[KN.m]	A[cm ²]	A adoptee[cm ²]		St [cm]
En travée	x-x	69.047	7.6	4HA16	8.04	25
	y-y	35.248	3.81	4HA12	4.52	25
Aux appuis	x-x	-40.616	4.41	4HA14	6.15	25
	y-y	-20.734	2.22	4HA10	3.14	25

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VII.3.2. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non-fragilité (Art. B.7.4/BAEL 91 modifi es 99) [3] :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \rightarrow A_x = \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \times (b \times h) = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.74}{2}\right) \times 100 \times 30 = 2.664 \text{ cm}^2$$

$A_x = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{x \text{ min}} = 2.664 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \rightarrow A_y \geq \rho_o \times (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.40 \text{ cm}^2.$$

$A_y = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

a. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 /révisée 99, Art. A.7.2,1) [2]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}.$$

$\phi_{\text{adopté}} = 12 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$. La condition est vérifiée.

b. Espacements des barres (BAEL 91/revisée 99, Art. A.8.2, 42) [2]

Pour des charges réparties seulement :

Direction (x-x): $St = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

Direction (y-y) : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

VII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. Donc :

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

zone	se ns	M_s [KN. m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{st}$	$\bar{\sigma}_b$ c	O_b s
En travée	x-x	55.340	8.04	0.297	0.914	43.14	278.91	6.465	348	15	cv
	y- y	35.678	4.52	0.167	0.933	59.63	313.34	5.254			cv

Aux appuis	x-x	-32.553	6.15	0.227	0.924	50.79	212.168	4.177		CV
	y-	-20.987	3.14	0.116	0.943	72.72	247.516	3.404		CV
	y									

VII.3.4. Ferrailage du débord

Le débord est considéré comme un panneau de dalle encastré sur trois cotés et libre d'un seul coté.

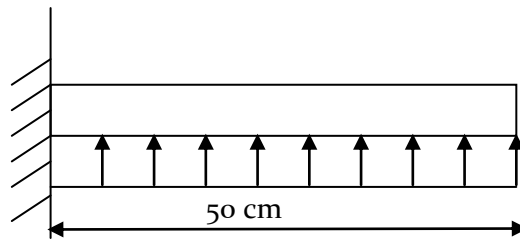


Figure VII.1 Schéma statique du débord.

-Calcul du moment fléchissant à l'encastrement:

$$M_u = - \frac{qu.l^2}{2} = \frac{-155.54 \times 0,5^2}{2} = -19.443 \text{ KN.m}$$

-Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b.d.fbu} = \frac{19.443 \times 10^6}{10^3 \times 270^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_l = 0.392$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.018$: $\beta = 0.991$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{19.443 \times 10^3}{0.991 \times 27 \times 348} = 2.087 \text{ cm}^2.$$

Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.3.5. Ferrailage des nervures

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

-Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.74 \leq 1$)

Donc , les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M, BELAZOUGUI** qui Propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [5] en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

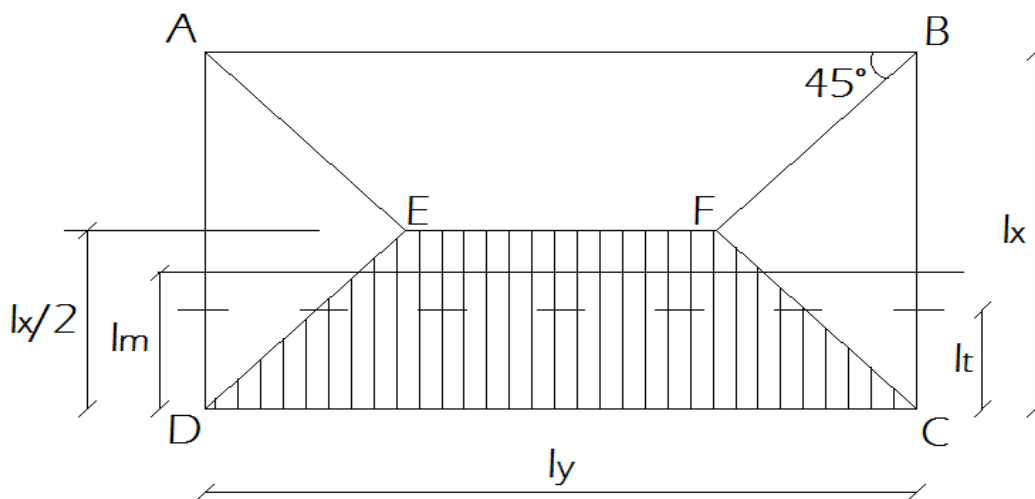
$$q_m = q.l_m$$

$$q_t = q.l_t$$

Avec :

- q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



-Cas des charges trapézoïdales

. **Moment fléchissant** : $l_m = l_x.(0,5 - \rho^2 /6)$.

. **Effort tranchant** : $l_t = l_x.(0,5 - \rho /4)$.

Tel que : $\rho=0.74$

-Cas des charges triangulaires

. **Moment fléchissant** : $l_m = 0,333.l_x$.

. **Effort tranchant** : $l_t = 0,25.l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

- Détermination des sollicitations
 - a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

Tableau VII.5 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des Petites Portées.

travée	Lx	panneaux	ρ	Type de chargement	lm	lt	qu	qs	qum	Σ qus	Σ qum	Σ qus	qut	Σ qut	qs	Σ qs
AB	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,703	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						
BC	2,9	sup	0,744	triangulaire	0,9657	0,725	138,041	96	133,31	92,40	266,612	184,80	100,080	200	69,369	139
		inf	0,784	triangulaire	0,9657	0,725	138,041	96	133,31	92,40						
CD	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,706	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						
DE	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,706	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						
EF	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,706	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						
FG	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,706	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						
GH	2,9	sup	0,744	triangulaire	0,9657	0,725	138,041	96	133,31	92,40	266,612	184,80	100,080	200	69,369	139
		inf	0,784	triangulaire	0,9657	0,725	138,041	96	133,31	92,40						
HI	2,6	sup	0,667	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84	239,032	165,68	89,727	179	62,193	124
		inf	0,706	triangulaire	0,8658	0,65	138,041	96	119,52	82,84						

b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

Tableau VII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

travée	panneau	Lx [m]	px	charge	Lm [m]	Lt [m]	qu [kn/m ²]	Qs [kn/m ²]	qum	qus	qut	Σqu m	Σqus	Σqut
AB	sup	2,6	0,667	trapézoïdale	1,107	1,011	138,042	96	152,869	106,311	139,576	316,139	97,066	219,855
	inf	2,9	0,744	trapézoïdale	1,183	1,049	138,042	96	163,270	113,544	144,824		100,716371	
BC	sup	2,6	0,703	trapézoïdale	1,086	0,979	138,042	96	149,917	104,258	135,148	309,091	93,987	214,953
	inf	2,9	0,784	trapézoïdale	1,153	1,005	138,042563	96	159,174133	110,69569	138,680342		96,443	
CD	sup	2,6	0,839	trapézoïdale	0,995	0,843	138,042	96	137,377	95,537	116,337	279,149	80,905	194,131
	inf	2,9	0,935	trapézoïdale	1,027	0,816	138,042	96	141,772	98,593	112,577		78,290	

Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

ELU :

- sens x-x :

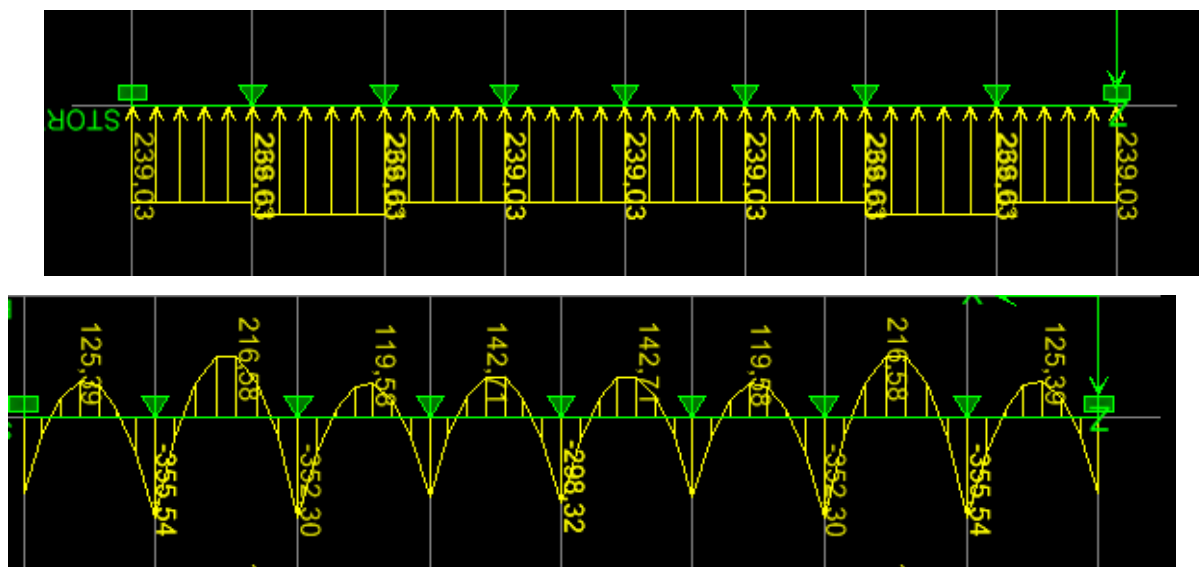


Figure VII.2 : Diagramme des Moments fléchissant

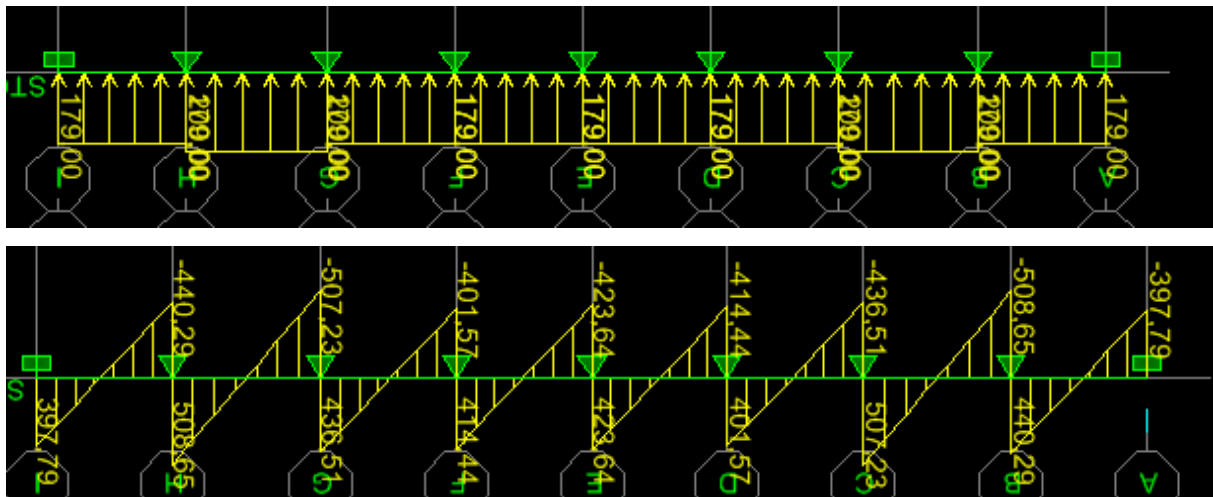


Figure VII.3 : Diagramme des efforts tranchants_ELS :

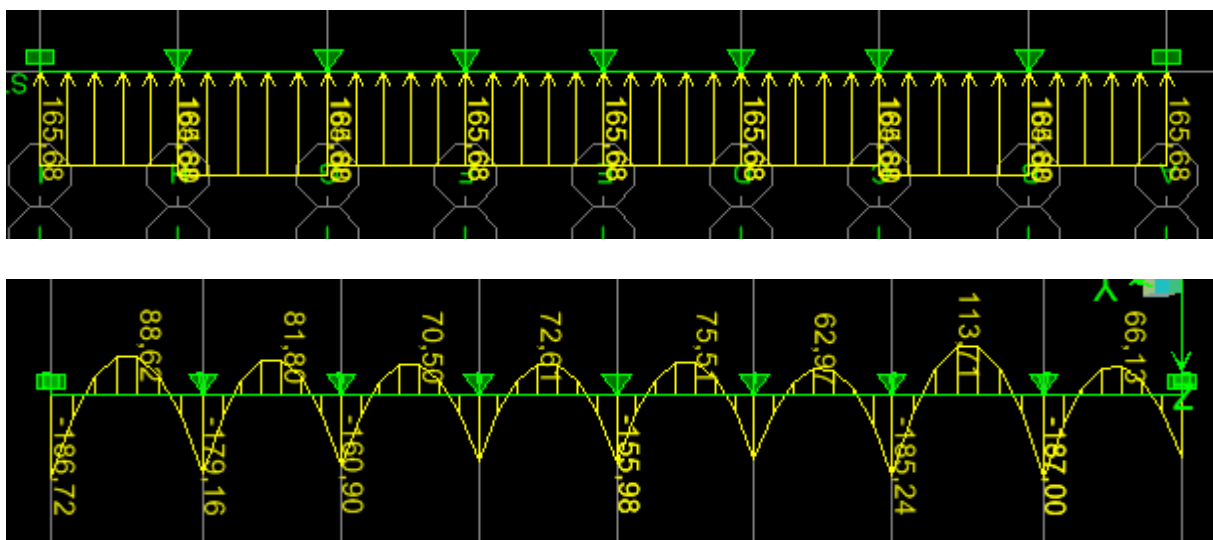


Figure VII.4 : Diagramme des moments fléchissant

Les moments fléchissant :

A l'ELU :

- En travée $M_{max} = 216,58 \text{ KN.m}$
- Aux appuis $M_{max} = 355,54 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

- En travée $M_{max} = 113,68 \text{ KN.m}$
- Aux appuis $M_{max} = 186,99 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :

A L'ELU :

$-T_{max} = 508,65\text{KN}$

❖ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

ELU :

- Sens y-y :

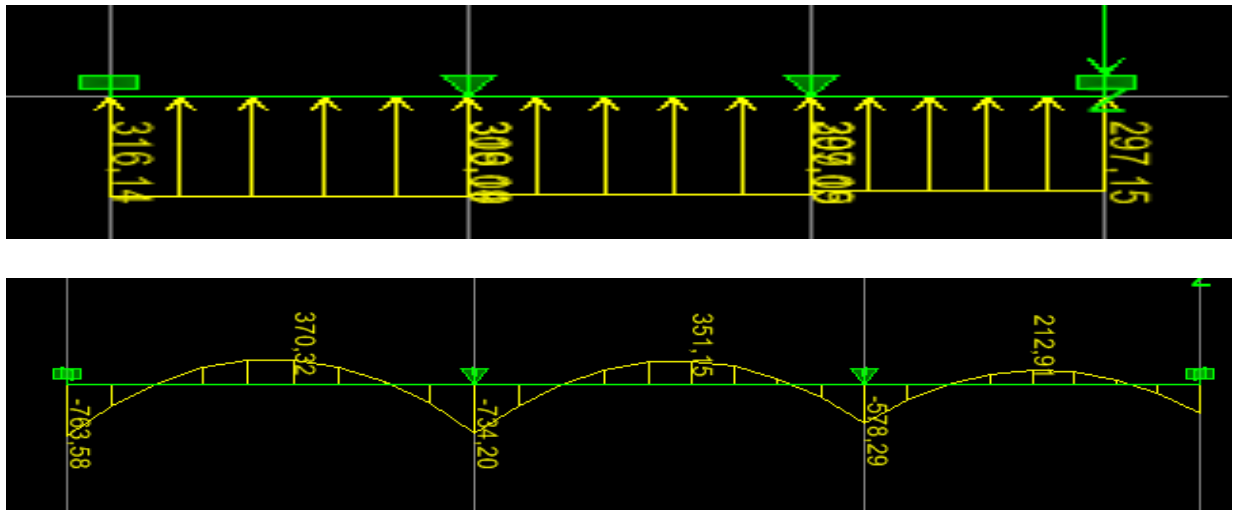


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant

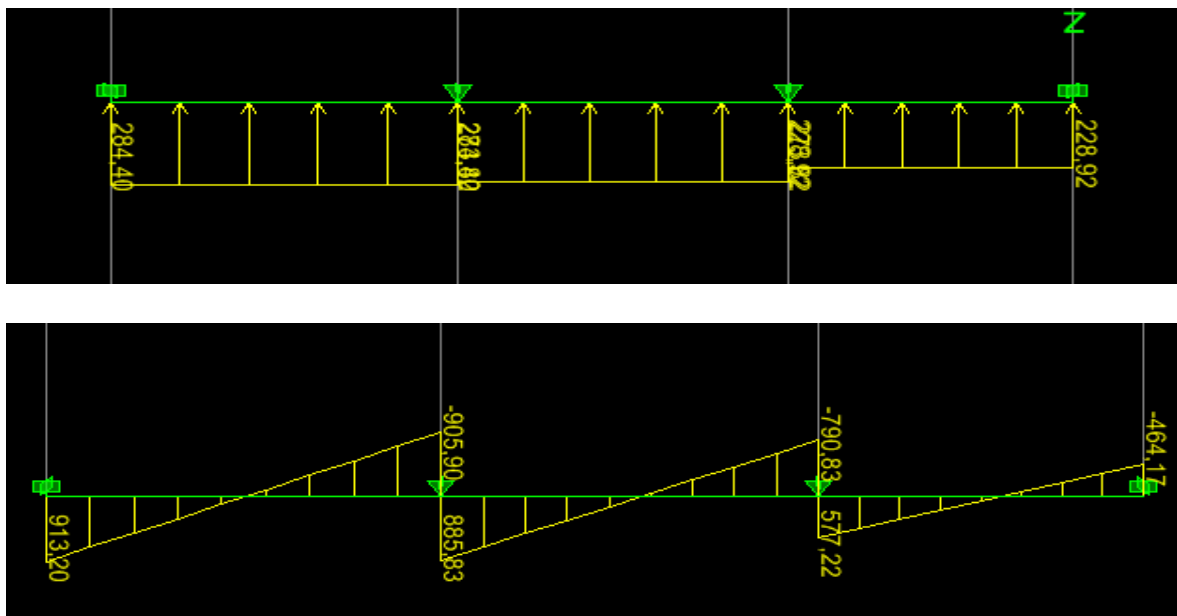


Figure VII.6 : Diagramme effort tranchant

Els :

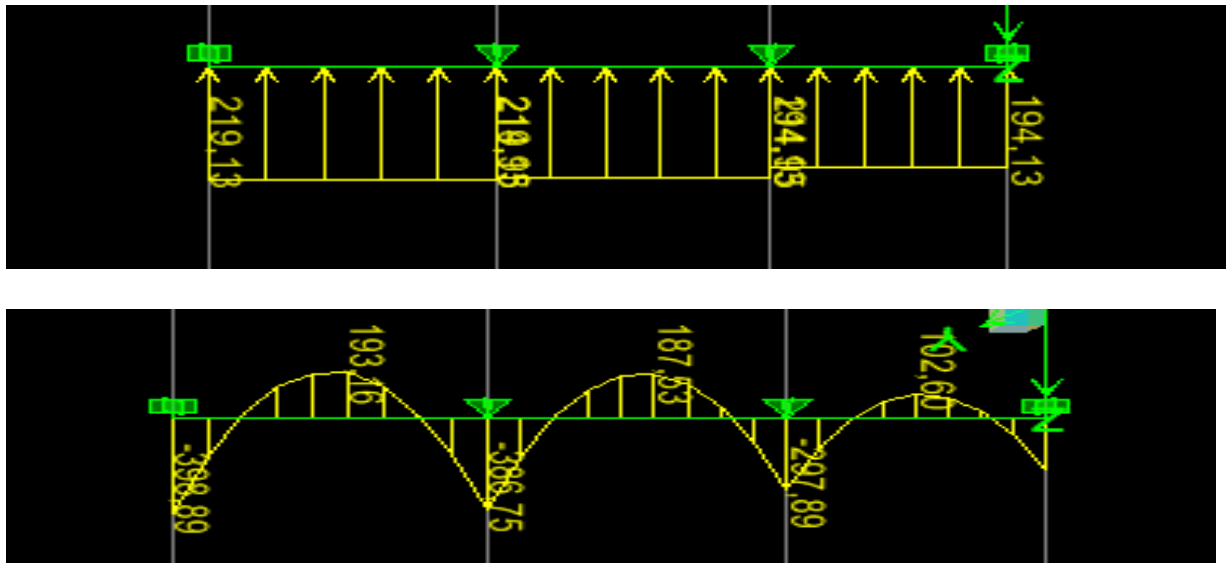


Figure VII.7: Diagramme des moments fléchissant

• **Ferraillage de la nervure :**

a) **Armatures longitudinales :** b=60 cm d= 95cm.

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.7 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

	Zone	Mu(KN.cm)	μ	Obs	β	A[cm ²]	choix d'armature[cm ²]
xx	travée	216,58	0,028	SSA	0,986	6,64	4HA16=8.04
	appuis	355,54	0,046	SSA	0,976	11,02	4HA20=12.56
yy	travée	370,32	0,048	SSA	0,975	11,49	4HA20=12.56
	appuis	763,58	0,099	SSA	0,947	24,39	8HA20=25.13

VII.3.6. Vérifications à l'ELU:

a) **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} \text{ Condition vérifiée}$$

SENS X-X :

Aadopté = 4HA16+4HA20=20.6 [cm²] > A_{min}=6,88 [cm²] .Condition vérifiée.

SENS Y-Y :

Aadoptée = 4HA20+8HA20=37.69 [cm²] > A_{min}=6,88 [cm²] .Condition vérifiée.

b) Contrainte de cisaillement :

T_{umax}= 508,65 [KN]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{508,65 \times 1000}{600 \times 950} = 0.89 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

c) Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi=8$ [mm]

On prend un 2 cadres de $\phi=8$ [mm] = 4HA8

❖ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

d) Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_t=4HA8=2,01cm² (un cadre et un étrier).

VII.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	zone	As	MS	ρ	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
		(cm ²)									
xx	Travée	8,04	113,68	0,085	0,951	87	156,503	348	1,8	15	CV
	Appuis	12,56	186,99	0,132	0,94	68,33	166,716	348	2,4	15	CV
yy	Travée	12,56	197,16	0,132	0,94	68,33	175,783	348	2,6	15	CV
	Appuis	25,13	404,07	0,265	0,918	45,98	184,373	348	4,01	15	CV

Remarque :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords)

- **Sens X-X**

- . En travée (Lit supérieur) : 4HA 16/ml (St= 25 cm).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 4HA 14/ml (St= 25 cm).

- **Sens Y-Y**

- . En travée (Lit supérieur) : 4HA 12/ml (St= 25 cm).
- . Aux appuis (Lit inférieur) : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

2. Les nervures

Sens des petites portées

- . Armatures supérieures (En travée) :4HA 16.
- . Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA 20.

- **Sens des grandes portées**

- . Armatures supérieures (En travée) :4HA 20.
- . Armatures inférieures (Aux appuis) :4HA20 [fil] + 4HA20 (chap)

Conclusion générale :

Au cours de ce projet de fin d'étude, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à **BOGHNI**, cet immeuble d'habitation en béton armé (R+7) et caractérisé par un contreventement en voiles porteurs. Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portique-voiles), nous avons veillée à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas on a dû revoir à la hausse les sections de béton dans le chapitre ferrailage pour satisfaire les conditions de RPA .ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.
- Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.
- Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotechnique et respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général.
- En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

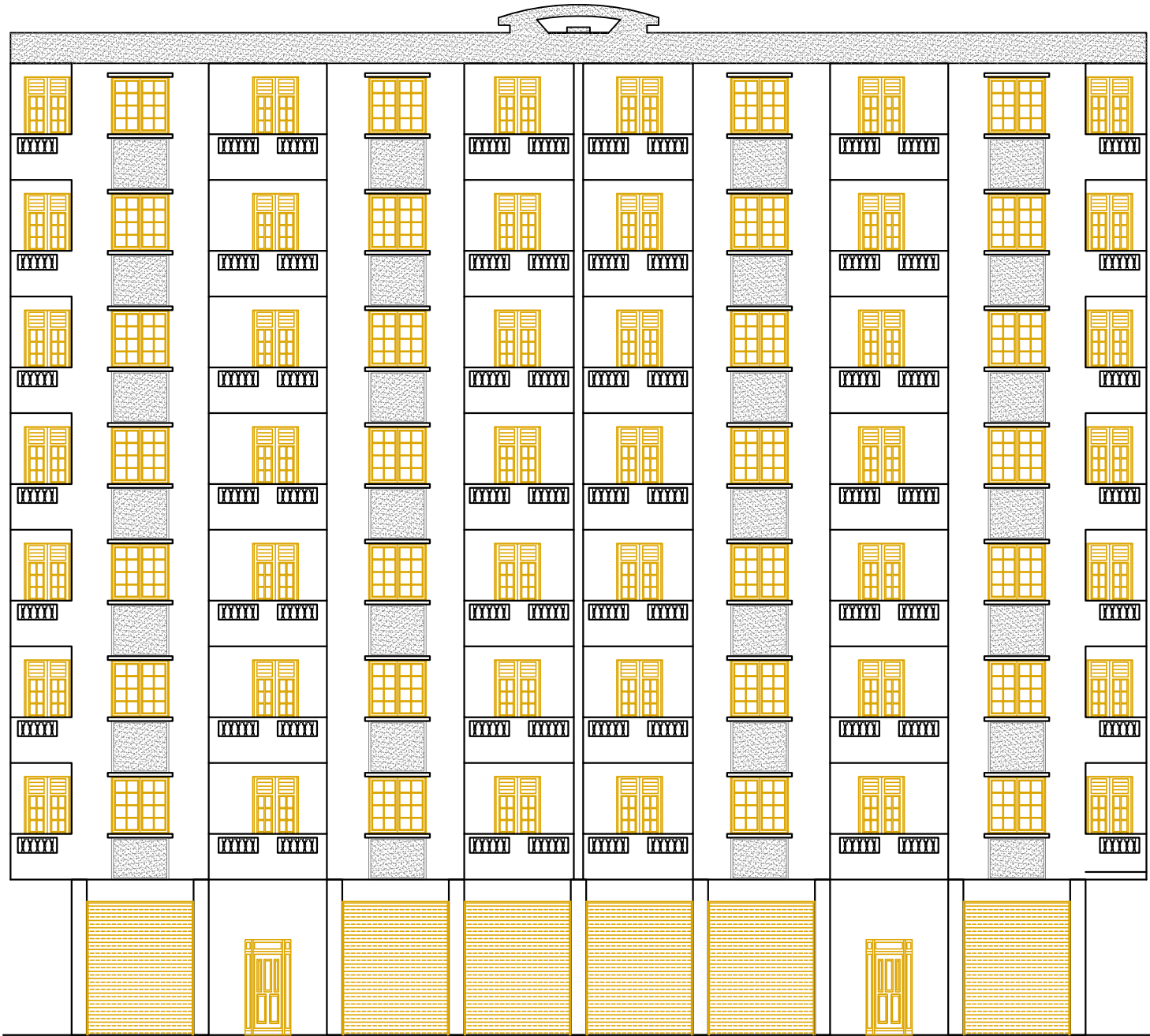
Logiciels :

- ❖ Logiciel ETABS 9.7.0.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ WORD 2007.
- ❖ AUTOCAD 2016.

Ouvrage :

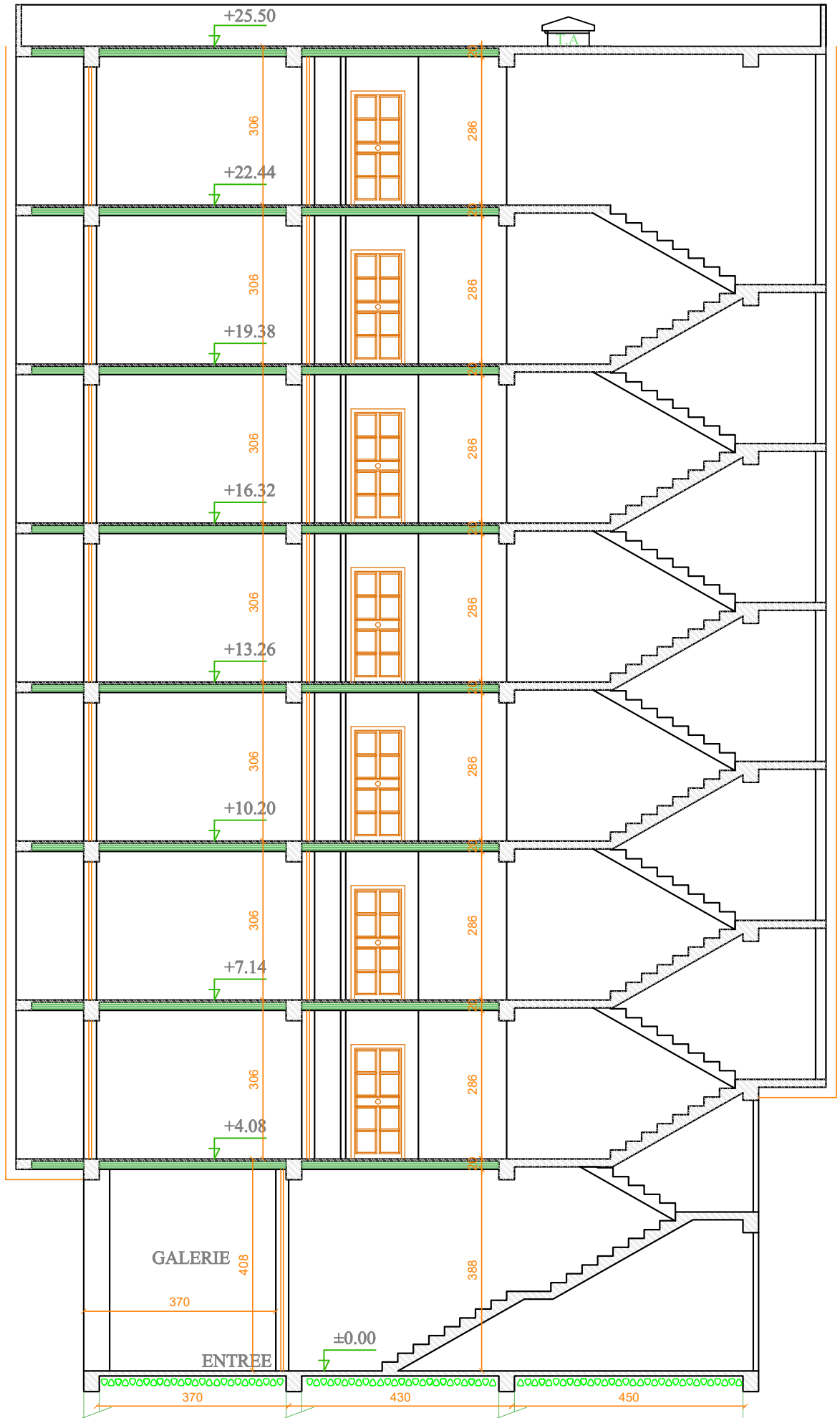
- ❖ Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Formulaire de RDM youde xiong.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- ❖ Logiciel d'analyses des structures (Dr BENYAHY KARIM).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armée (M.BELAZOUGUI).

PLAN DE FACADE PRINCIPALE

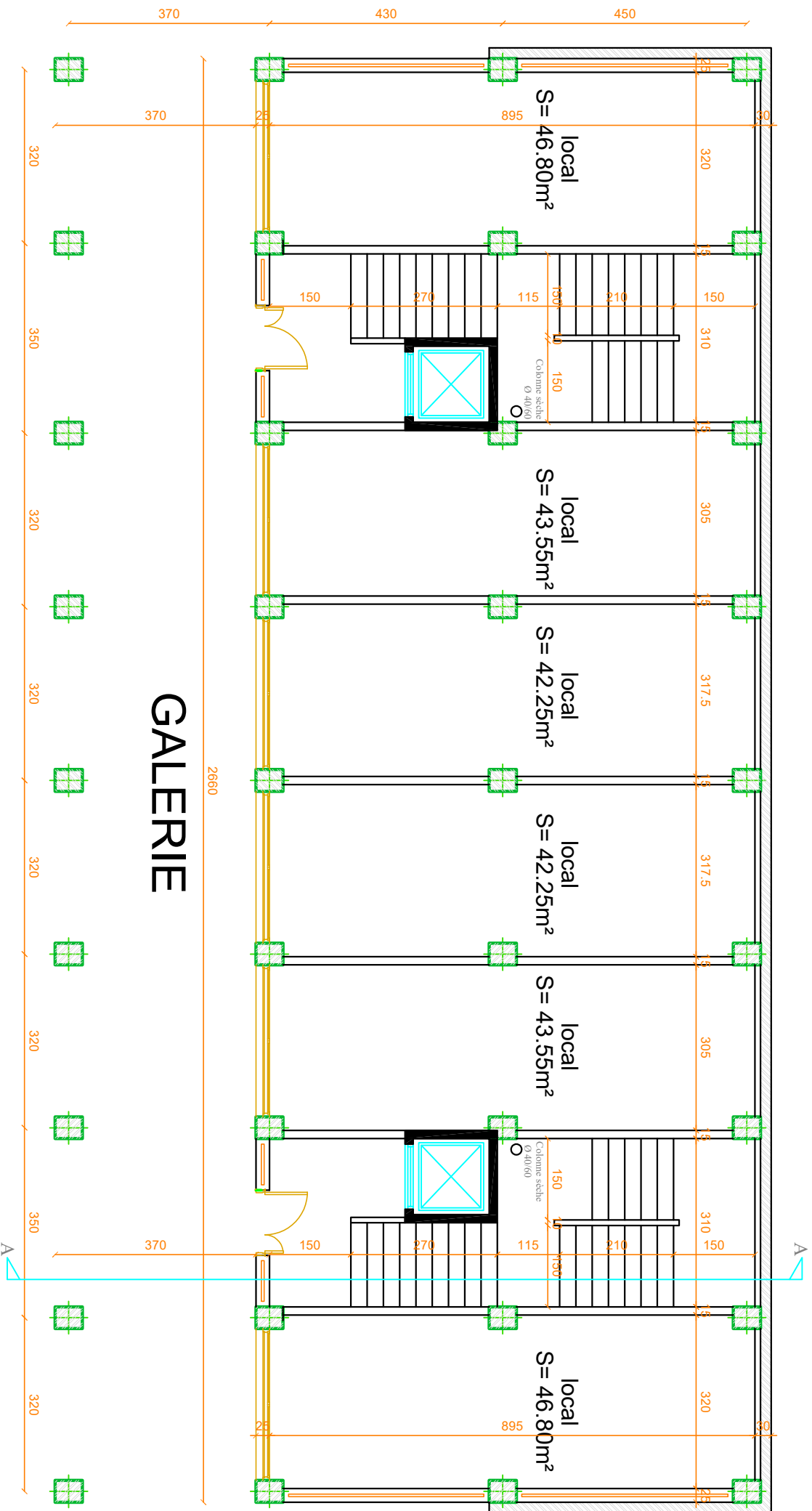


FACADE PRINCIPALE

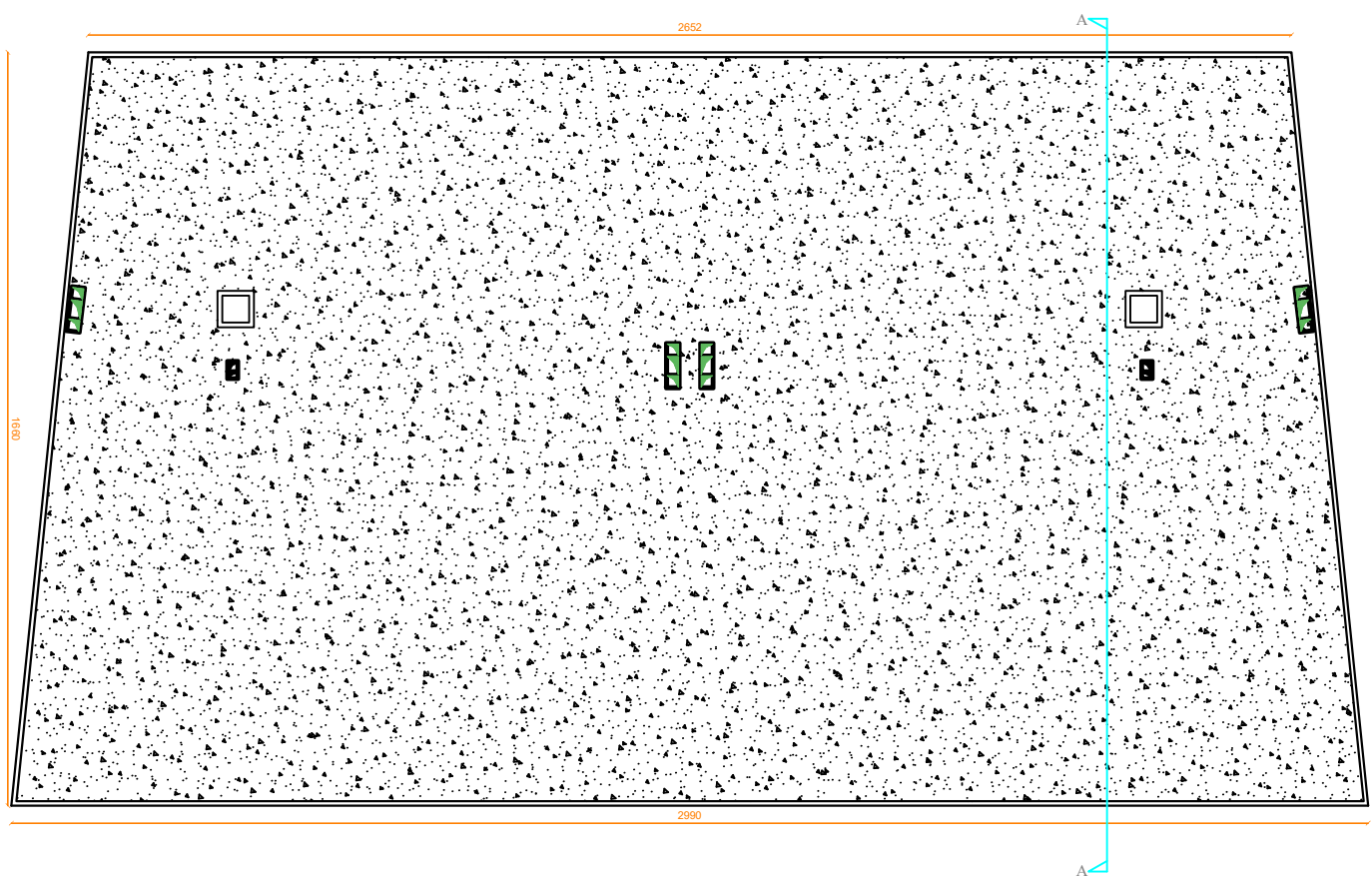
COUPE A-A



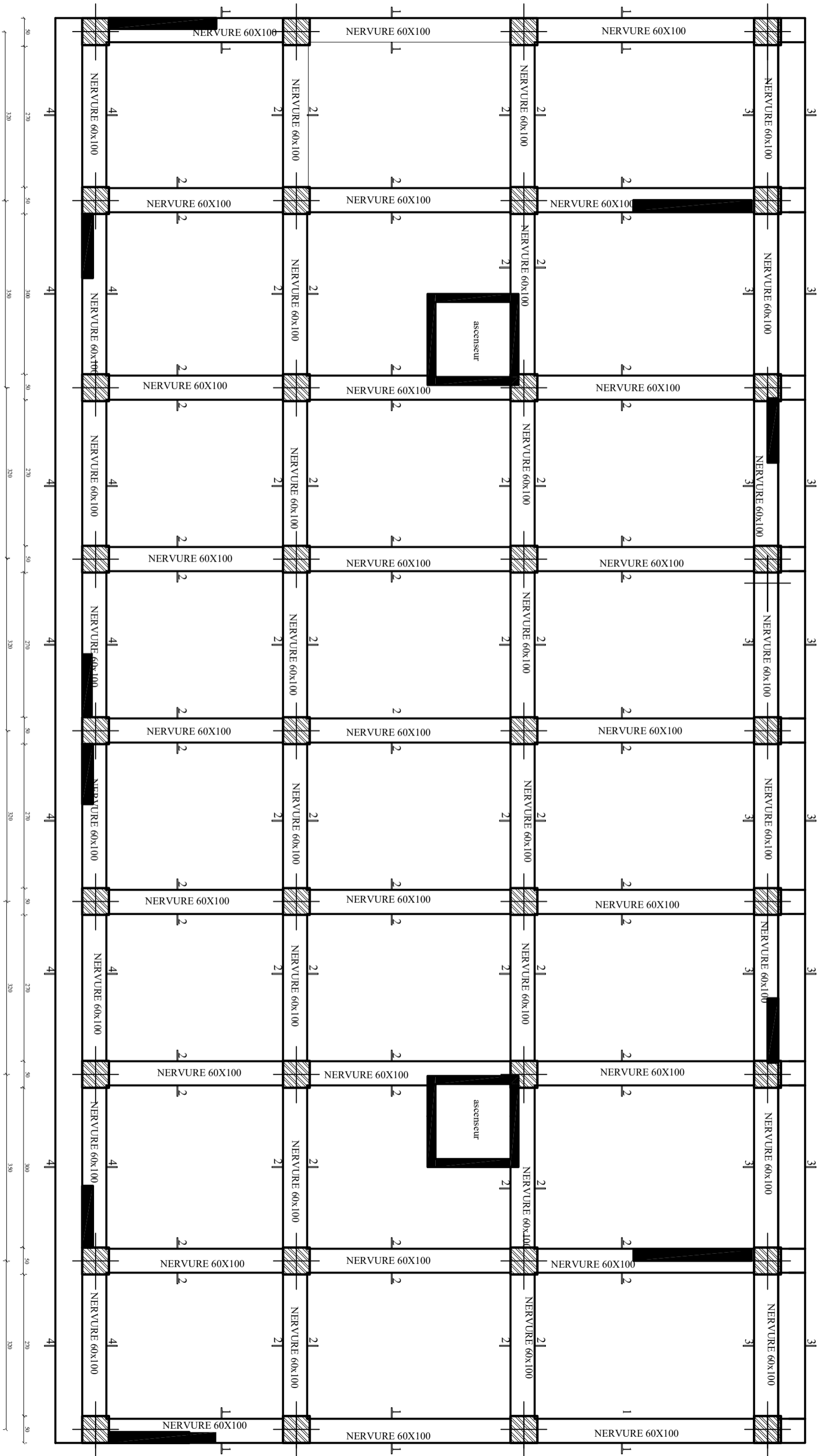
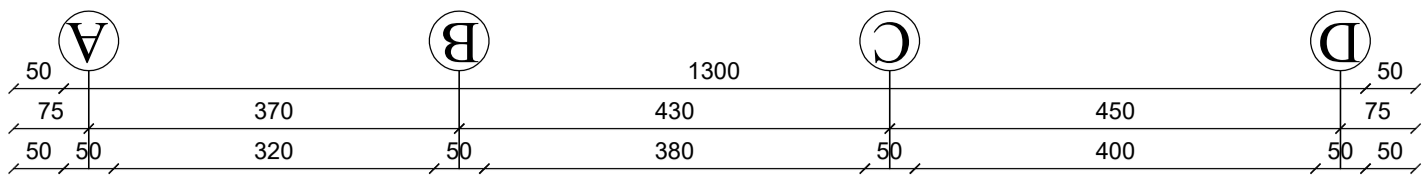
PLAN DE REZ DU CHAUSSEE



PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE



COFFRAGE DE RADIER



1

2

3

4

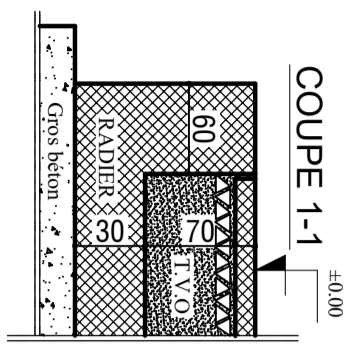
5

6

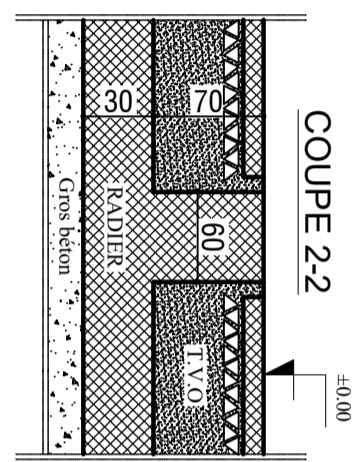
7

8

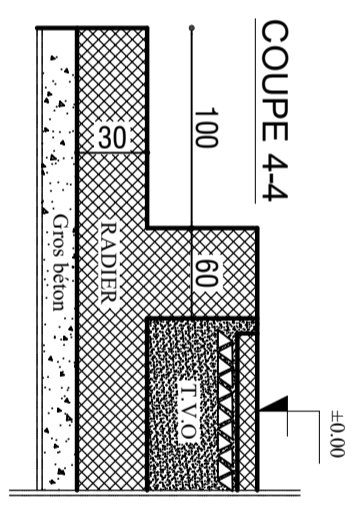
9



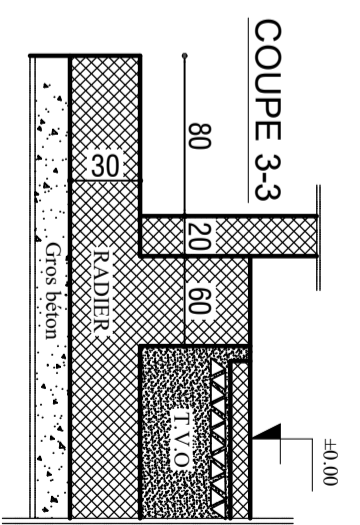
COUPE 1-1



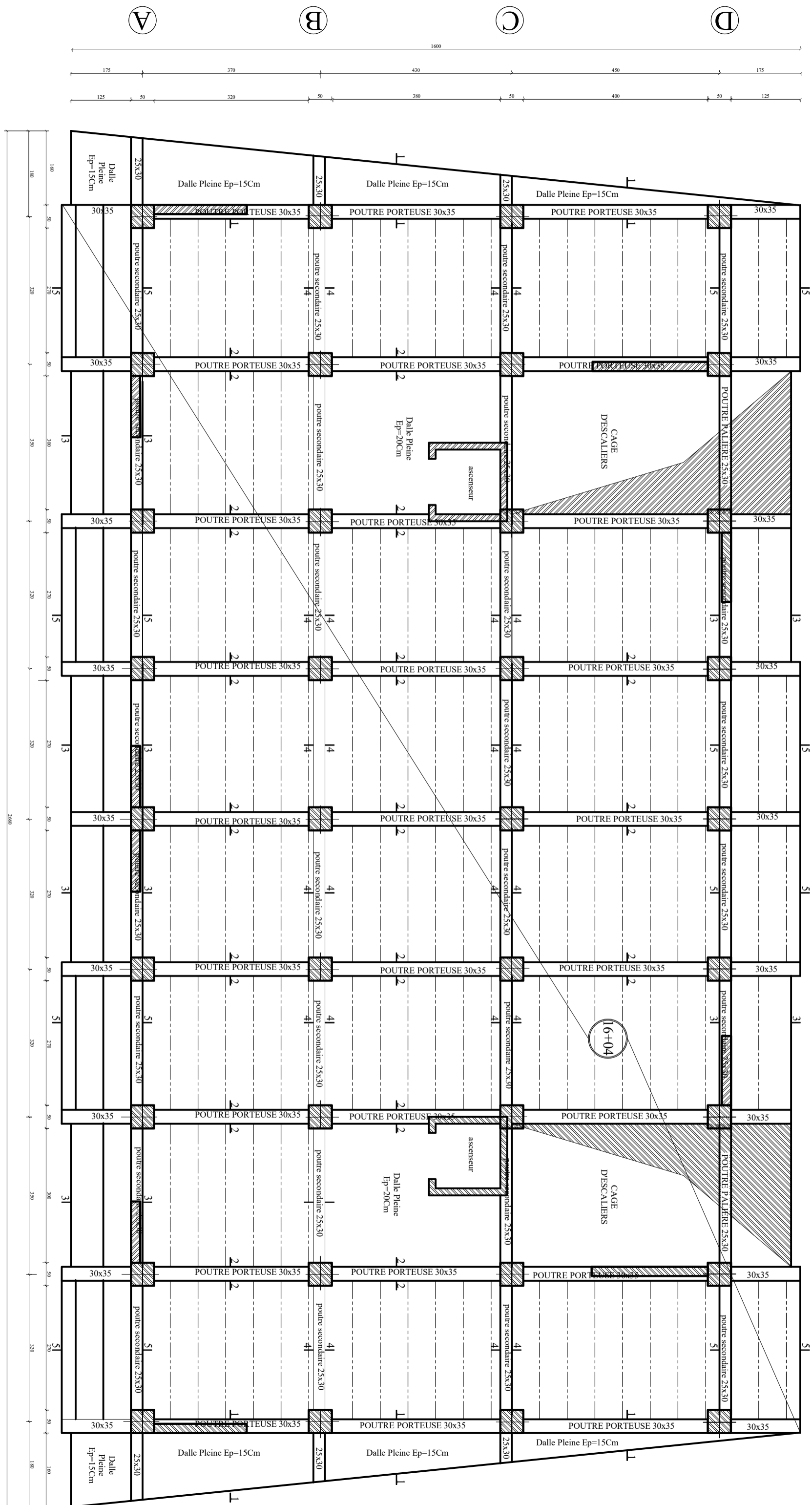
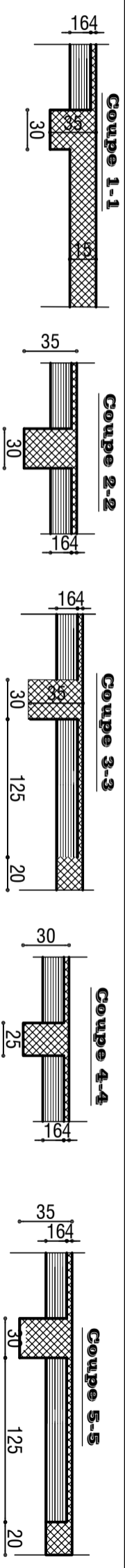
COUPE 2-2



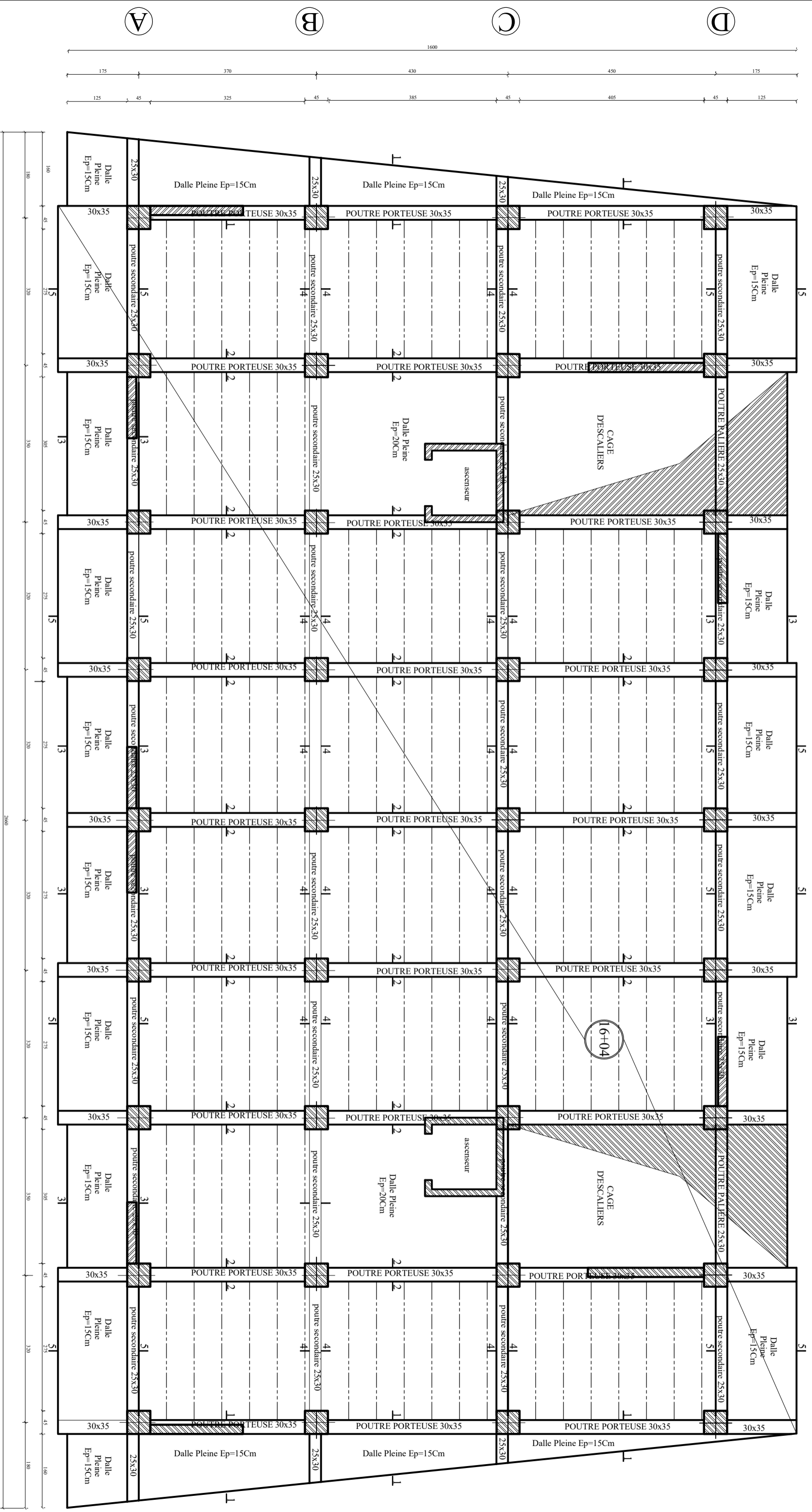
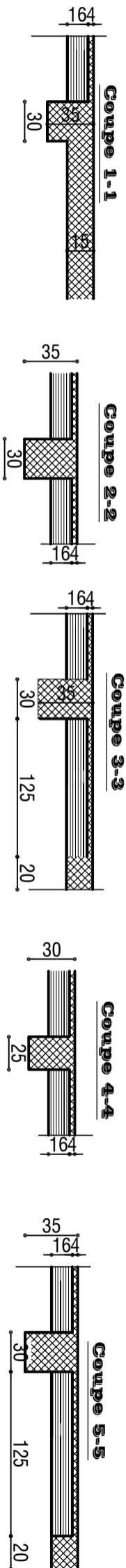
COUPE 4-4



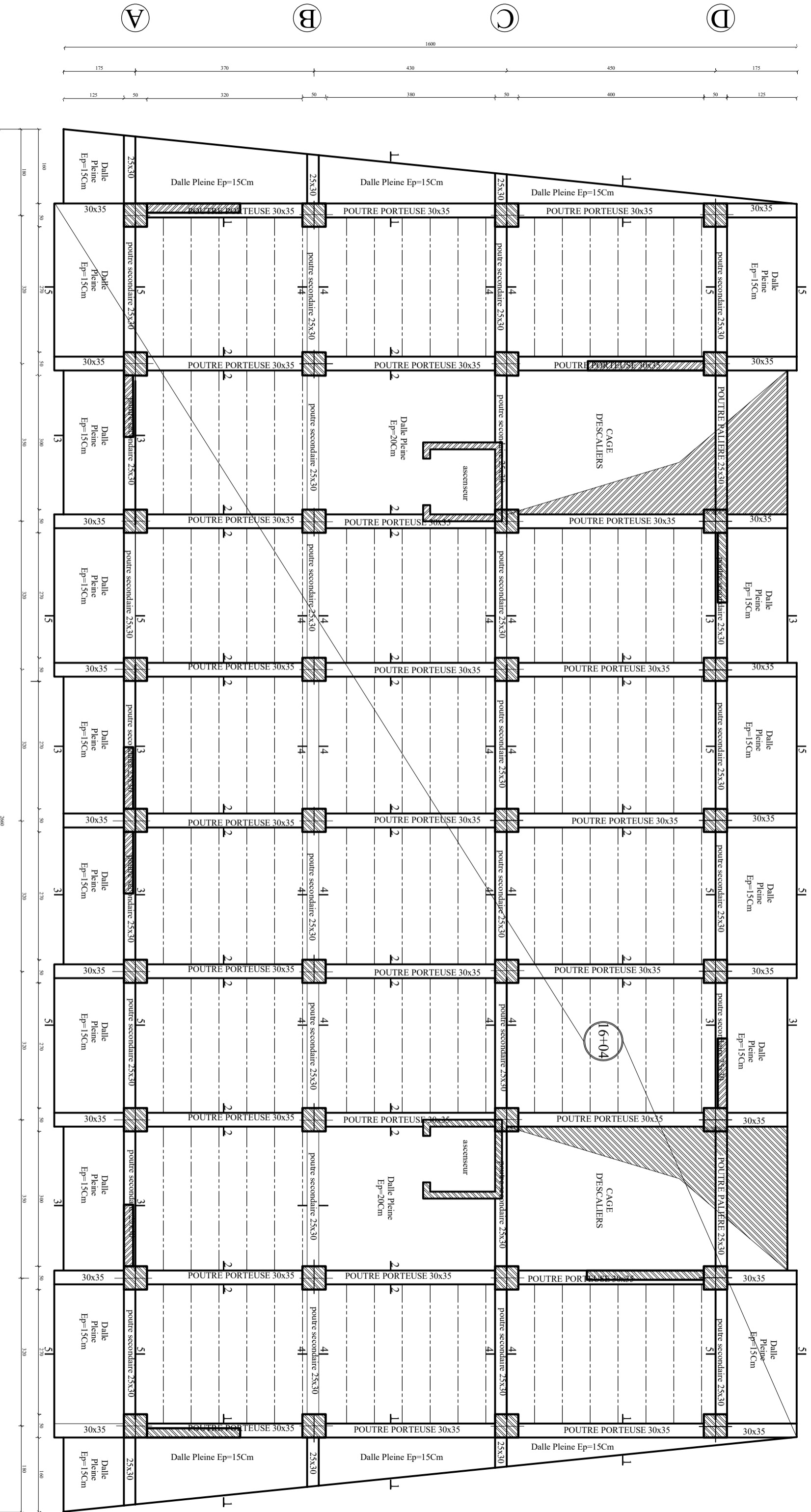
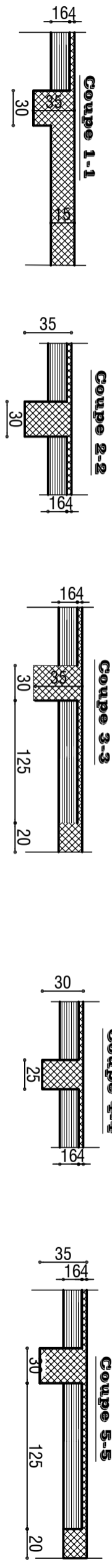
COUPE 3-3



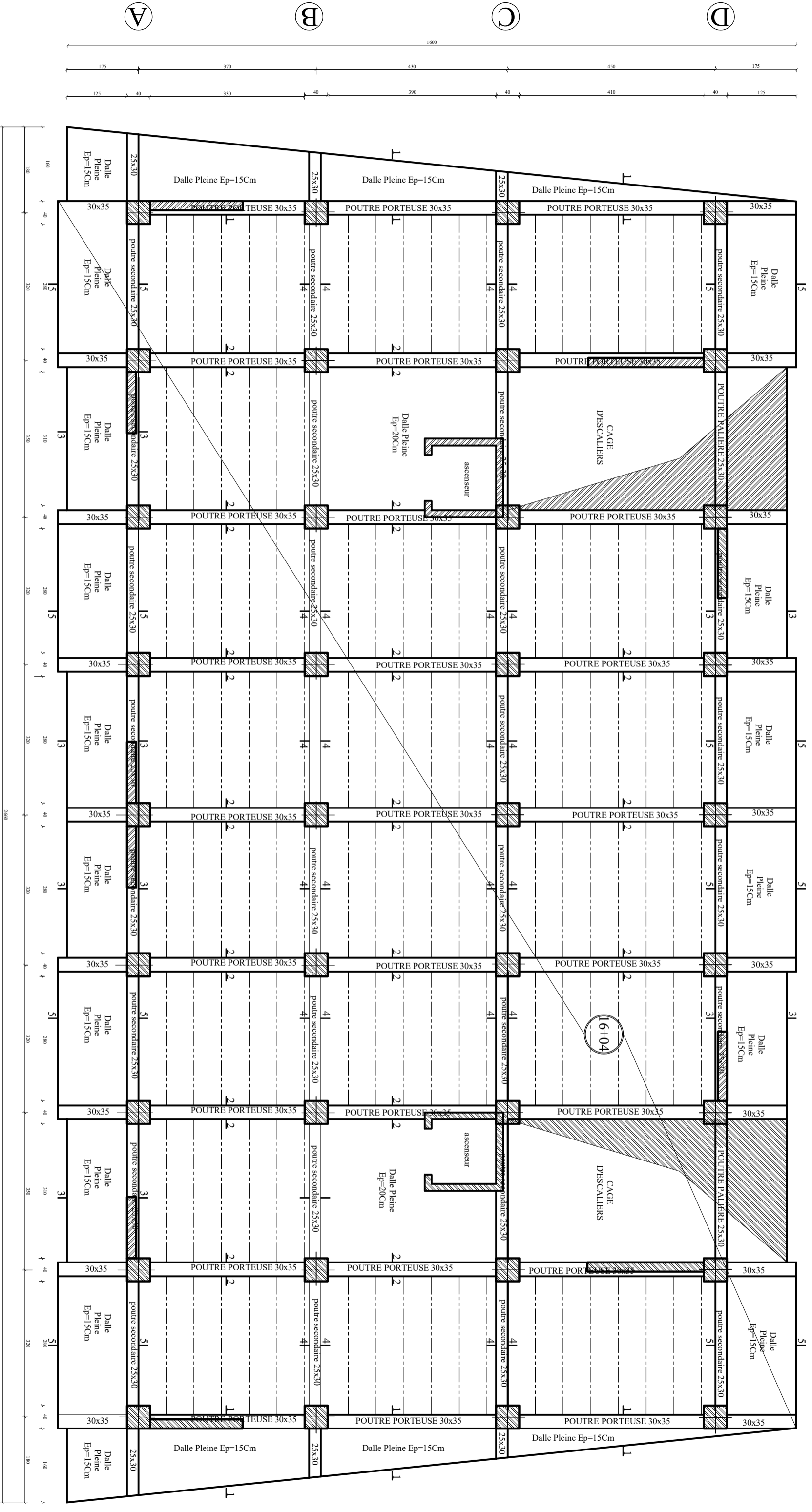
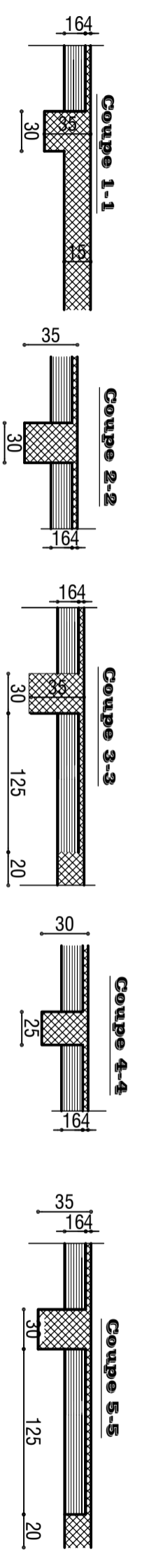
Plan de coffrage plancher niv ;+25.53 m



Plan de coffrage plancher niv :+13.29;+16.35;+19.41 m

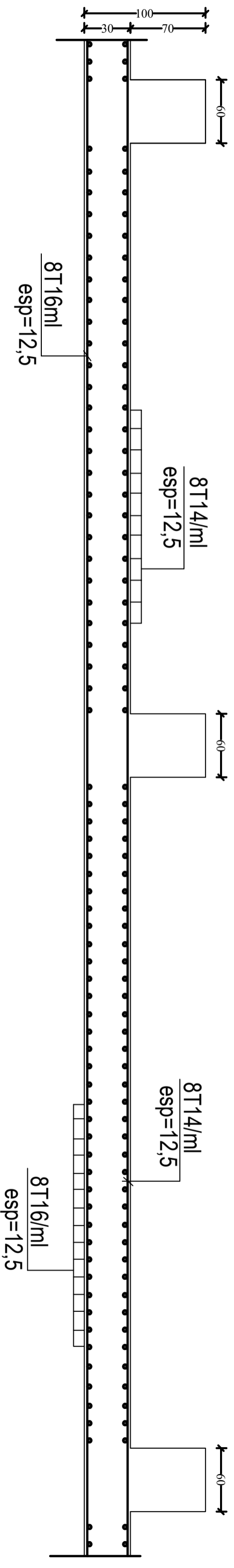


Plan de coffrage plancher niv :+4.08;+7.14;+10.23 m

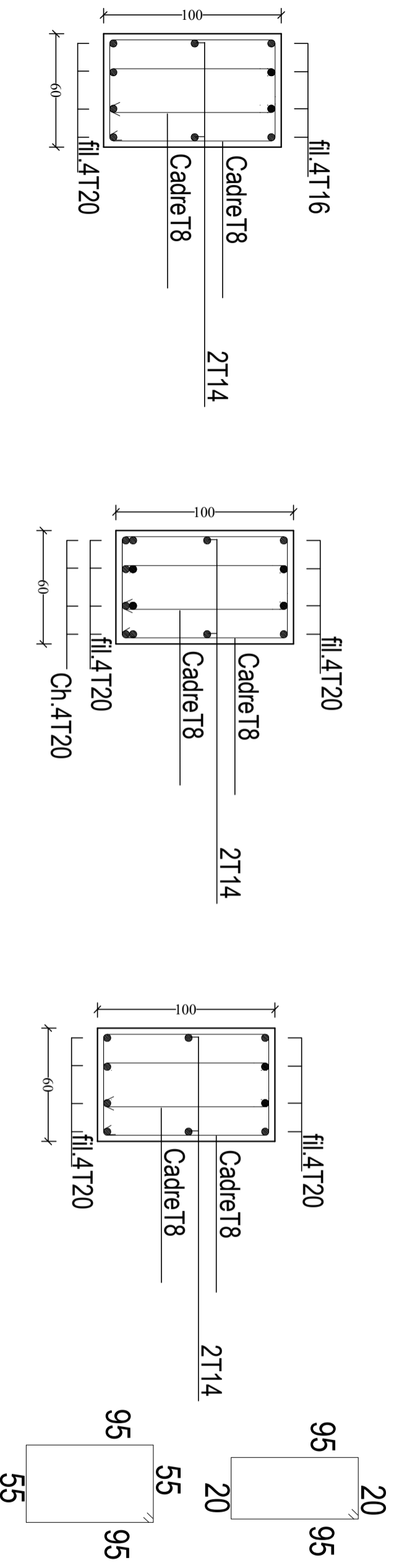


Plan de coffrage plancher niv :+22.47;+25.53 m

COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier



FERRAILLAGE DE LE NERVURE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULOUDI MAMMERI TIZI OUDOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

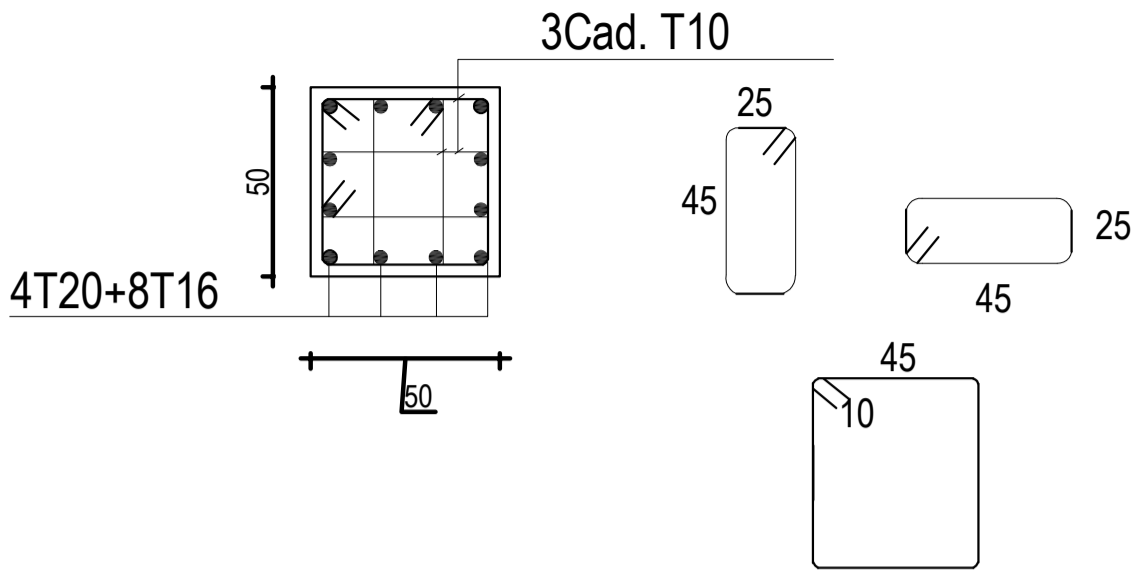
Mémoire de fin d'étude
 PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7
 À USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

PLAN DE COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER NIV. +0,00
 m

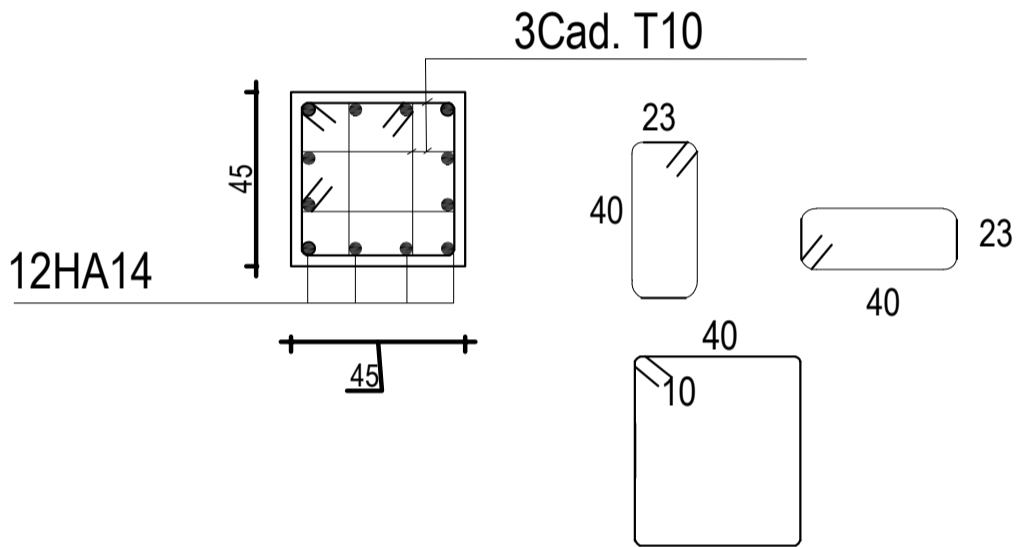
Realise par : KHIF TILIA
 IDDOU CYLIA
 Encadree par : Madame BADDIF.

promotion :2020/ 2021

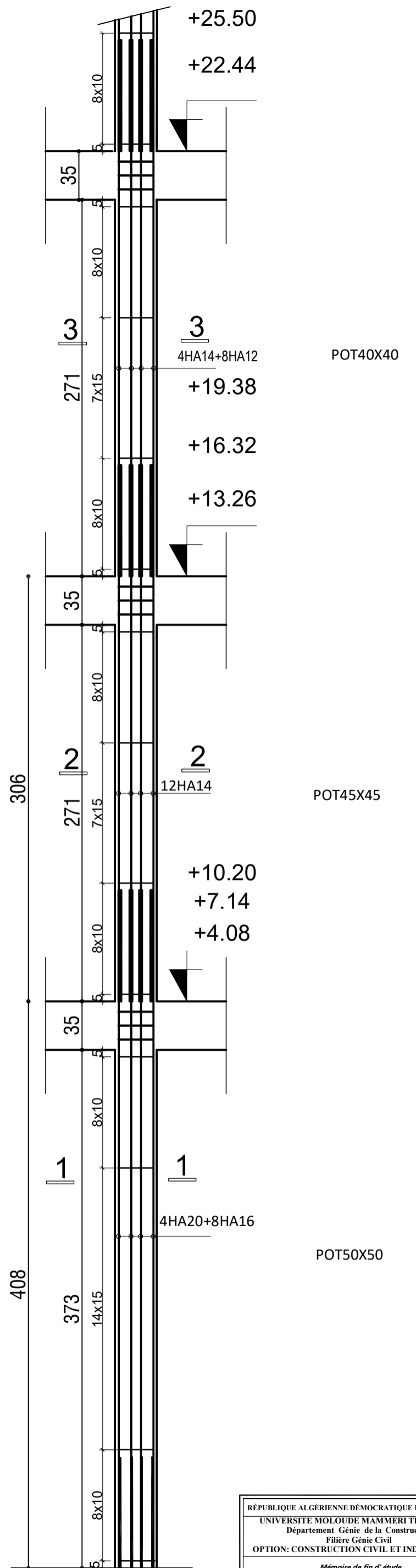
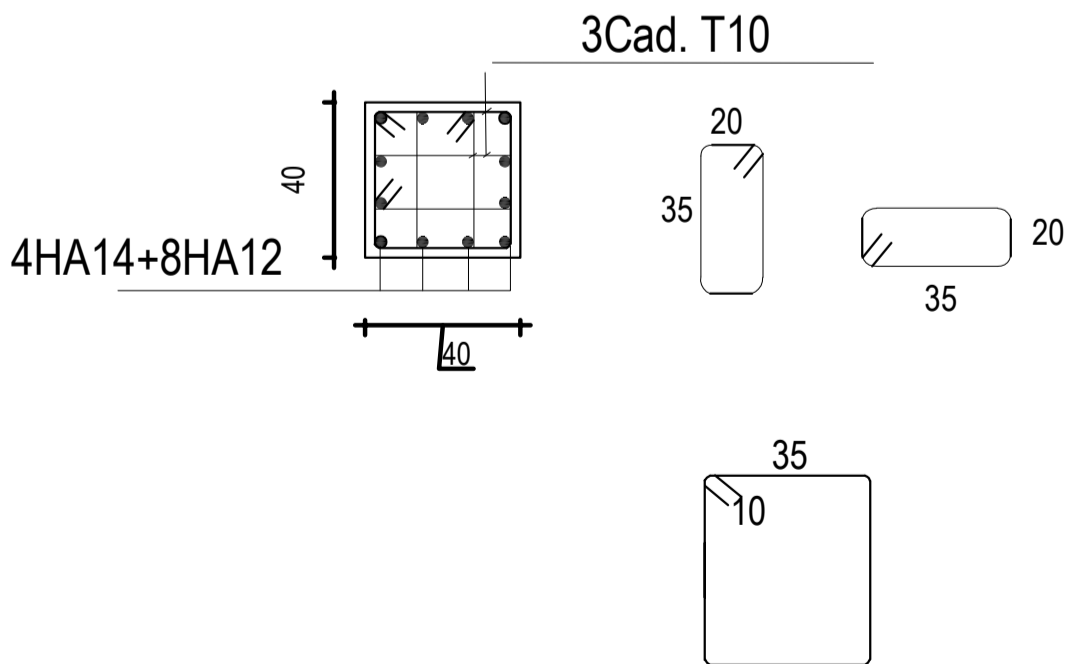
Coupe 1-1



Coupe 2-2

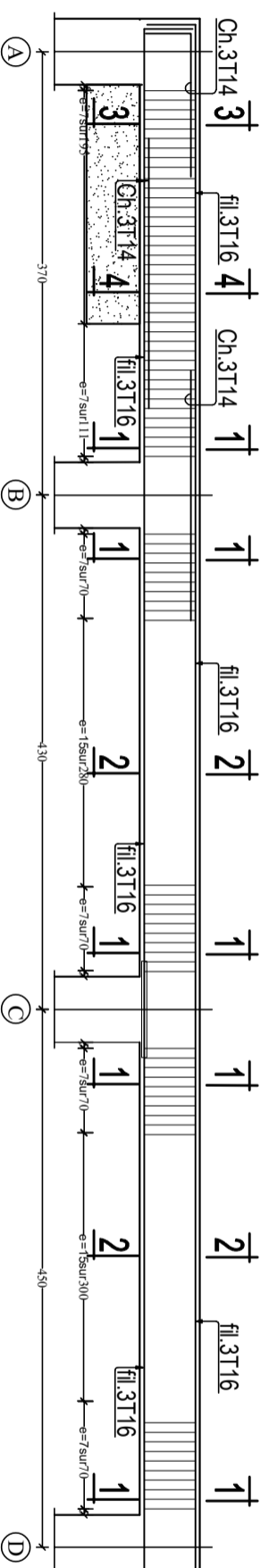


Coupe 3-3

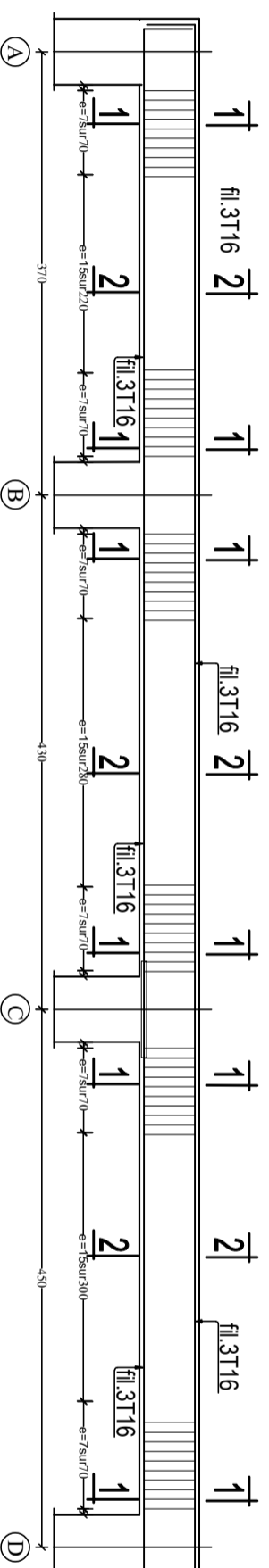


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUSOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES POTEAUX.	
Réalise par : KHIF LILIA.	
IDDOU CYLIA.	
Encadrée par : Madame BAIDLF	
SITUATION: BOGHNI	promotion :2020/ 2021

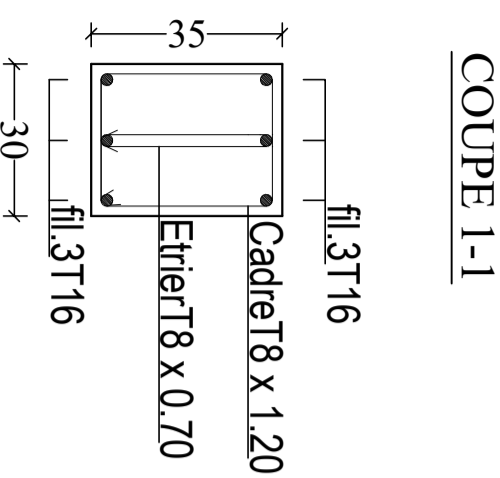
Poutres Principales reliées aux voiles : PP.:(30*35);fil: *1*.



Poutres Principales non reliées aux voiles : PP.:(30*35);fil: *4*.

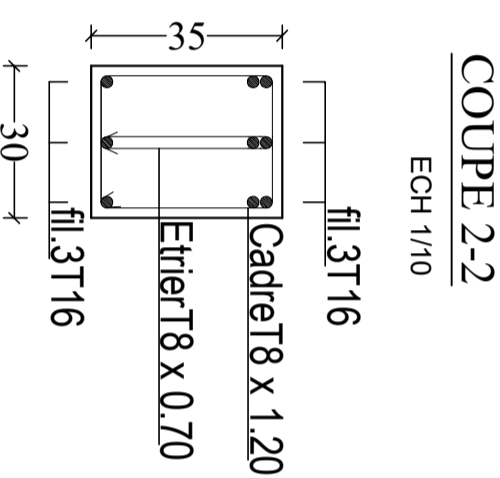


COUPE 1-1



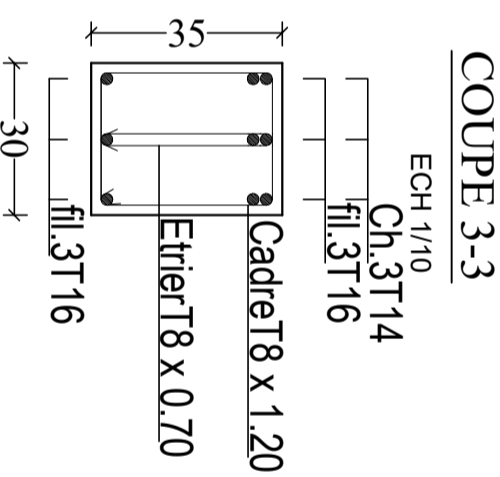
COUPE 2-2

ECH 1/10



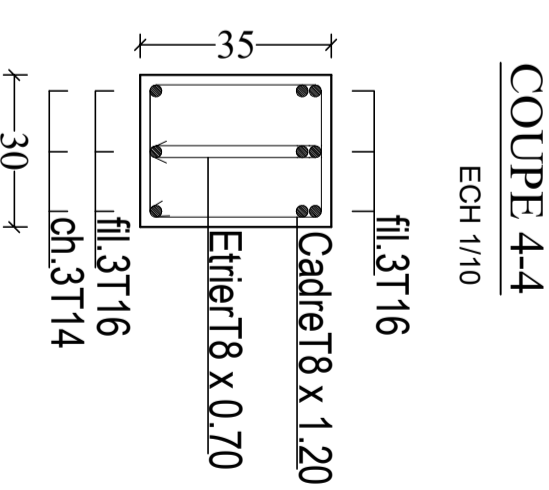
COUPE 3-3

ECH 1/10

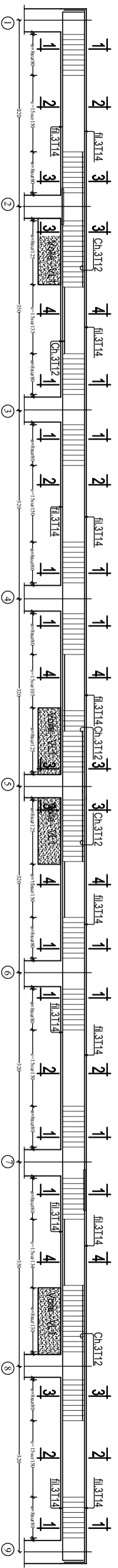


COUPE 4-4

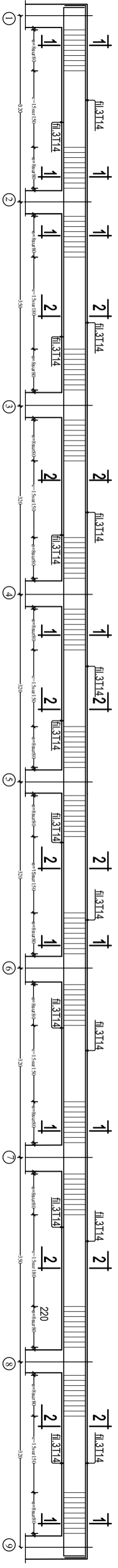
ECH 1/10



Poutre Secondaire reliées aux voiles : P.S.:(25*30);fil: *A*.



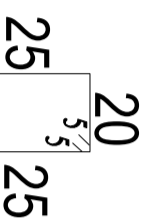
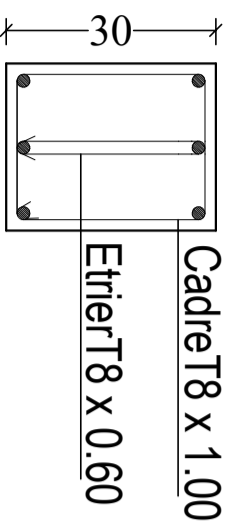
Poutre Secondaire non reliées aux voiles : P.S.:(25*30);fil: *A*.



COUPE 1-1

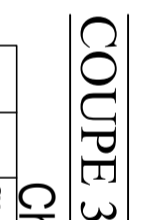
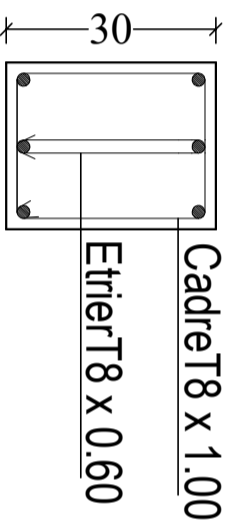
ECH 1/10

fil.3T14



COUPE 2-2

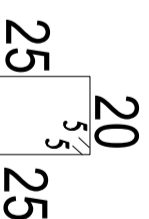
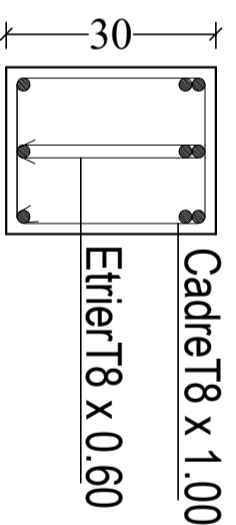
fil.3T14



COUPE 3-3

Ch.3T12

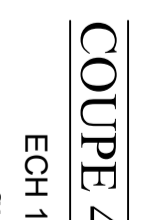
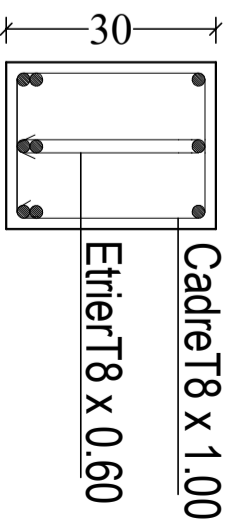
fil.3T14



COUPE 4-4

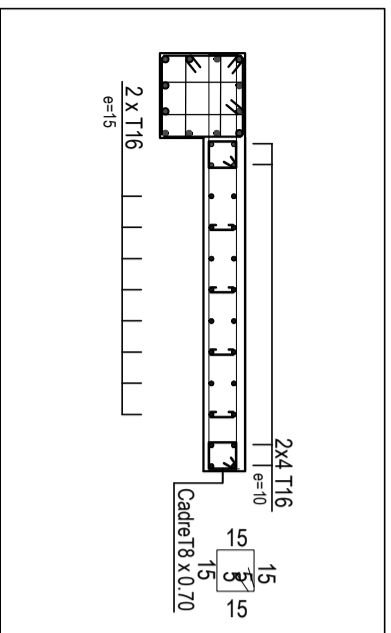
ECH 1/10

fil.3T14

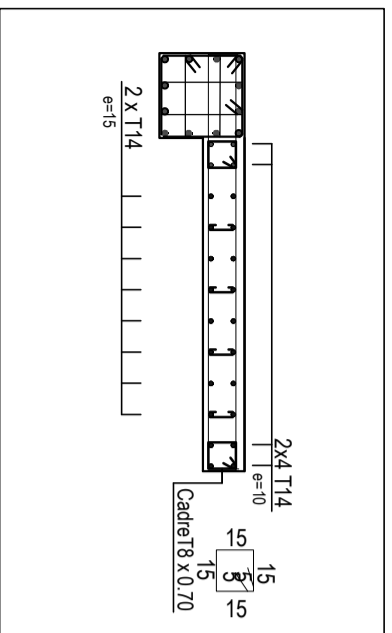


VOILE : VT1.1

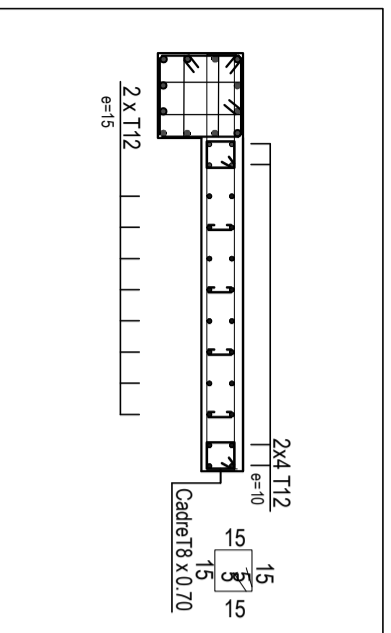
ZONE I



ZONE II

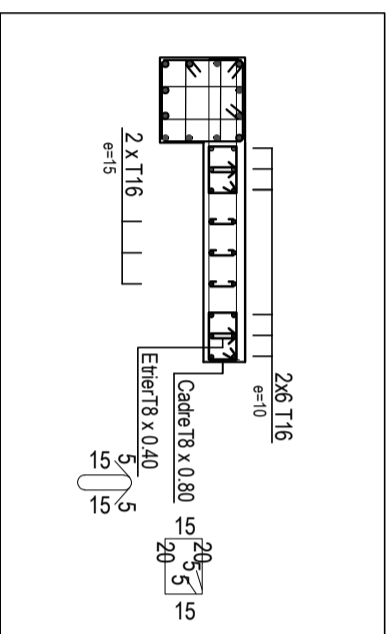


ZONE III

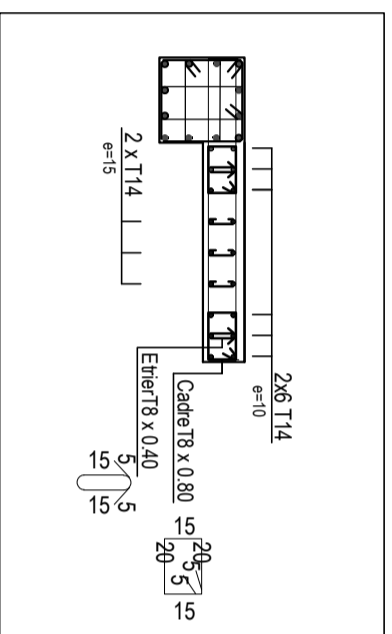


VOILE : VL1

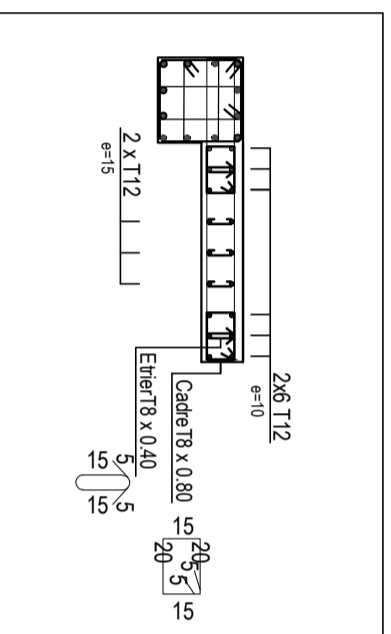
ZONE I



ZONE II

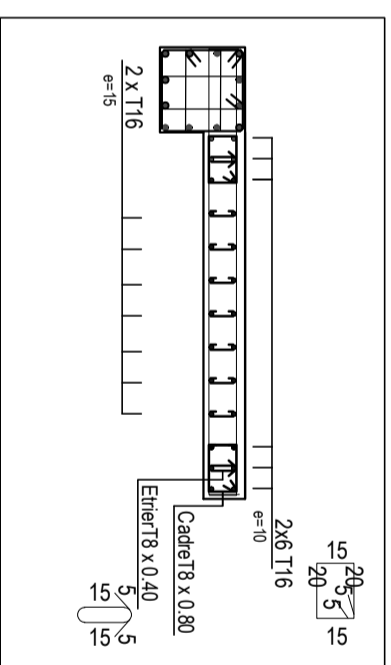


ZONE III

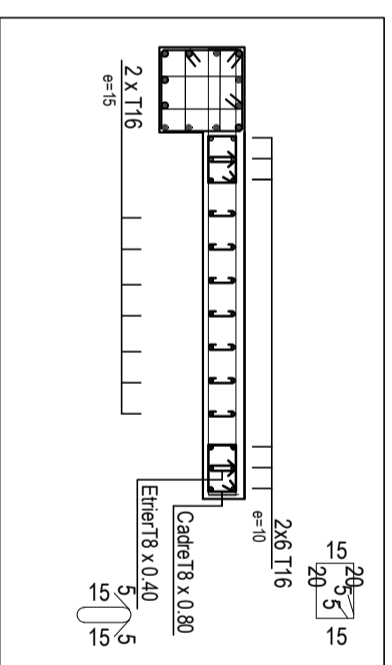


VOILE : VT2.2

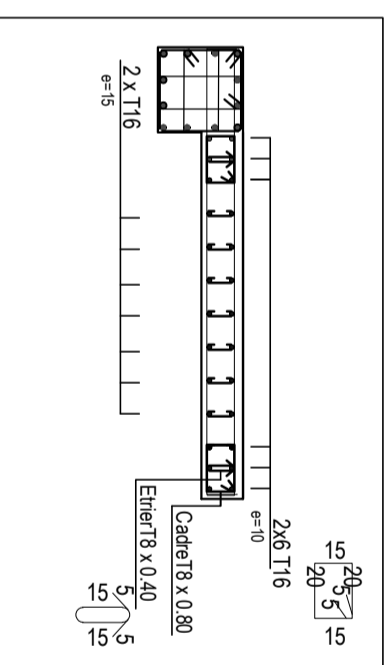
ZONE I



ZONE II

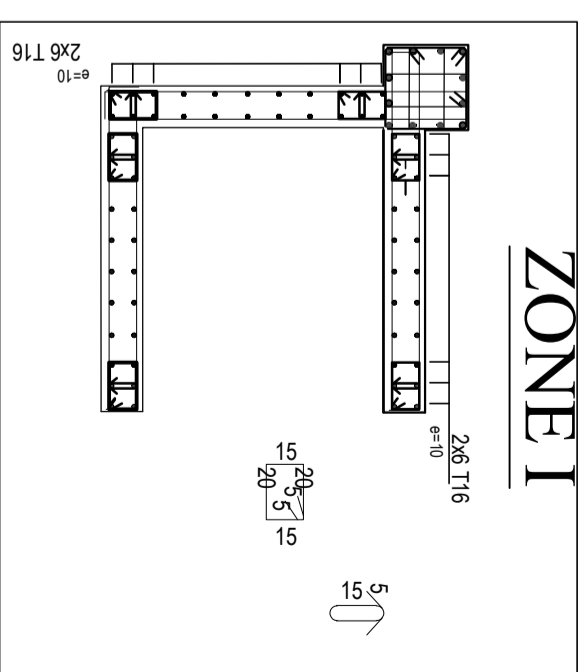


ZONE III

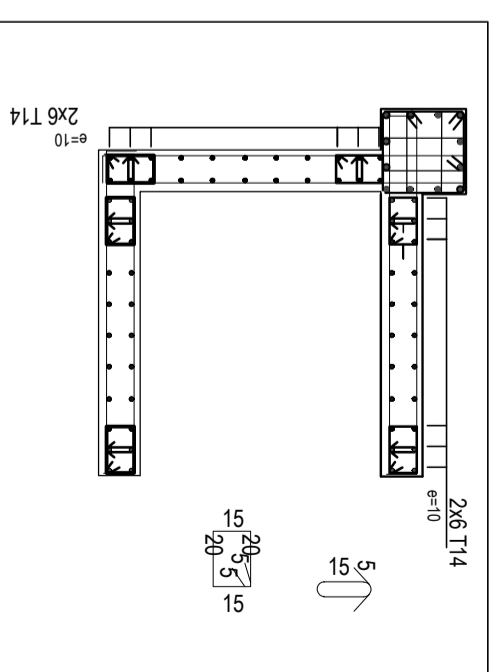


VOILE : VT2.2

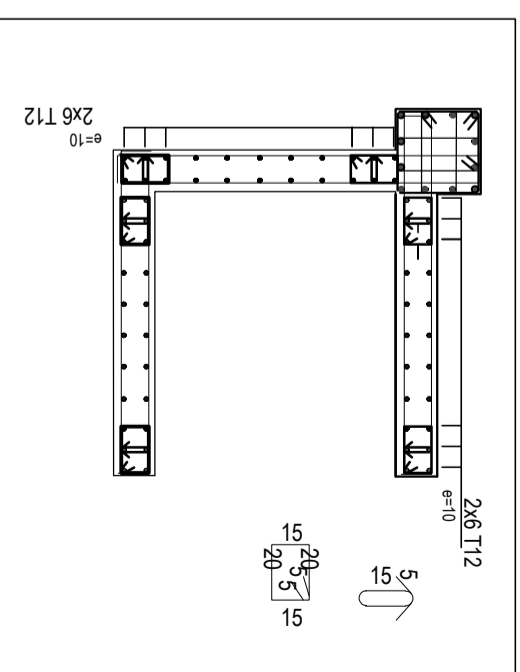
ZONE I



ZONE II



ZONE III



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOULOUDÉ MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+7	
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL	
FERRAILLAGE DES VOILES DE	
CONTREVENTEMENT.	
Réalise par : KHF LILIA, IDDOU CYLLA, Encadrée par : Madame BAIDJ.F.	
SITUATION: BOCINI	Promotion :2020/ 2021