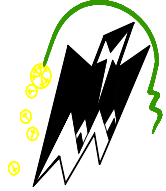
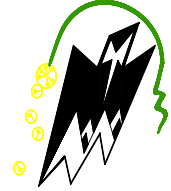


République algérienne démocratique et populaire
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique*



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



Memoire de fin d'études

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

*Thème : Etude d'un bâtiment en(R+7) + S-S à
usage d'habitation avec un système de
contreventement mixte en béton armé à l'aide de
l'application ETABS.*

Dirigé par :

M^{me} : BAIDI. F

Présenté par :

M^r : AZZI Kamel

M^r : KADDOUCHE Boussad

Année universitaire : 2018/2019

Devant le jury d'examen composé de :

M.	AIT AIDER H	UMMTO	Président
M^{me}.	BAIDI F	UMMTO	Promotrice
M.	BOUKAIS S	UMMTO	Examineur



Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous voudrions adresser aussi 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 à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

Mes remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'ummo 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 YAHY Karim et MESSAS Amar.

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

KADDOUCHE Boussad

AZZI Kamal



Dédicaces

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 sœurs (Rachid, Samir, Ouiza, Nouara, Fariza, Melissa) 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 amis (Slimane, Yacine, Idir, Djamila, Myassa, Sabrina, Thinhinane) qui sans leurs encouragements ce travail n'aura jamais vu le jour.

Ainsi toute la promotion CCI 2018/2019.

A tous les anciens de G32 et G27 de hasnaoua.

Son oublier mon binôme « Kamal » pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.

KADDOUCHE Boussad



Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à mes parents : « Yemma, Vava, Papa Arezki et Mama Nouara »

A mes deux sœurs.

A toute ma famille.

A mon ami : Messas Amar.

A mes amis « es ».

A toute la promotion génie civil.

AZZI Kamal

Table des matières

Plan d'architecture de l'ouvrage.

Façade principale

Plan RDC

Plan d'étage courant

Plan d'étage terrasse

Coupe A-A

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	02
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	02
a. En élévation	
b. En plan	
I.3 Réglementations utilisées	03
I.4 Les éléments de l'ouvrage.....	03
I.5 Eléments composant l'infrastructure.....	06
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	07
I.6.1 Le béton	
I.6.2 L'acier	
I.7 Protection des armatures.....	14
I.8 Conclusion.....	14

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 Pré-dimensionnement du plancher (En corps creux)	15
II.2 pré-dimensionnement des poutres.....	16

II.2.1 Poutres principales (Porteuse)	
II.2.2 Poutres secondaires	
II.3 Pré dimensionnement des voiles.....	19
II.4 Pré-dimensionnement des poteaux	21
II.4.1 Détermination des charges et surcharges	21
II.4.2 pré dimensionnement des poteaux.....	27
II.4.2.1 Descente de charge.....	27
II.4.3 Loi de dégression	28
II.4.4 Vérification des exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99	30
II.4.5 Vérification au flambement	31

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1.1 Les escaliers.....	33
III.1.1.1 Introduction	33
III.1.1.2 Calcul de l'escalier.....	33
III.1.1.3 Détermination des charges et surcharges.....	35
III.1.1.4 Calcul des efforts internes.....	36
III.1.1.5 Calcul à l'ELU.....	37
III.1.1.6 Vérifications à l'ELU.....	40
III.1.1.7 Calcul à l'ELS.....	43
III.1.1.8 Verifications à L'ELS.....	45
III.1.1.9 Calcul de la flèche	
III.1.2 La poutre palière.....	49
III.1.2.1 Introduction	49
III.1.2.2 Pré-dimensionnement	49
III.1.2.3 Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1)	50
III.1.2.4 Détermination des charges et surcharges.....	50
III.1.2.5 Combinaisons de charges.....	50
III.1.2.6 Calcul à l'ELU.....	50

III.1.2.7 Vérifications à l'ELU.....	52
III.1.2.8 Calcul à l'ELS	55
III.1.2.9. Vérifications à l'ELS.....	56
III.1.2.10 Conclusion	58
III.2 Les planchers	61
III.2.1 Introduction	61
III.2.2 Plancher en corps creux	61
III.2.2.1 Ferrailage de la dalle de compression.....	61
III.2.2.2 Calcul des poutrelles	62
III.2.2.3 Calcul des armatures.....	63
III.2.2.4 Vérifications à l'ELU	76
III.2.2.5 Vérifications à l'ELS	79
III.3 Les balcons.....	87
III.3.1 Introduction	87
III.3.2 Détermination des charges et surcharges.....	87
III.3.3 Combinaisons de charges.....	88
III.3.4 Calcul à l'ELU	89
III.3.5 Vérifications à l'ELU.....	89
III.3.6 Vérifications à l'ELS.....	91
III.3.7 Vérification de la flèche	92
III.5 L'acrotère.....	94
III.5.1 Introduction	94
III.5.2 Dimensions	94
III.5.3 Chargement.....	95
III.5.4 Détermination des sollicitations.....	95
III.5.5 Combinaison des Charges.....	95
III.5.6 Calcul à l'ELU	96
III.5.7 Vérifications à l'ELU	98
III.5.8 Vérification à l'ELS	100

III.4 La poutre de chainage	104
III.4.1 Introduction	104
III.4.2 Pré-dimensionnement.....	104
III.4.3 Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/2003)	104
III.4.4 Calcul des charges et surcharges.....	105
III.4.5 Combinaisons des charges.....	105
III.4.6 Calcul à l'ELU.....	105
III.4.7 Calcul des efforts internes.....	105
III.4.8 Vérification à L'ELU	107
III.6 La dalle salle machine	112
III.6.1 Introduction	113
III.6.2 Dimensionnement.....	113
III.6.3. Détermination des sollicitations	113
III.6.3.1. Moments engendrés par le système de levage.....	113
III.6.3.2. Moments dus au poids propre de la dalle pleine.....	114
III.6.3.3 Superposition des moments.....	115
III.6.3.4 Correction des moments	116
III.6.4 Calcul à l'ELU	116
III.6.5 Vérifications à l'ELU	117
III.6.6. Vérifications à l'ELS.....	119
III.6.7 Conclusion.....	121

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS.

IV.1 Généralités sur le logiciel	123
IV.2. Etapes de modélisation.....	123

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

V.1 Introduction.....	138
-----------------------	-----

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 Les poutres.	151
VI.1.1 Introduction.	151
VII.1.2 Recommandations du RPA 99/2003 (Article 7.5.2).....	151
VII.1.3 Calcul des armatures.	152
VII.1.4 Vérifications à l'ELU.	155
VII.1.5. Vérifications à l'ELS.	159
VI.2 Ferrailage des poteaux.	166
VI.2.1 Introduction.	166
VI.2.2 Recommandation du RPA 99/2003 (Art 7.4.2).....	166
VI.2.3. Calcul des armatures.....	168
VI.2.4. Vérifications	173
VI.3 Les voiles.....	178
VI.3.1 Introduction	178
VI.3.2 Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles.....	178
VI.3.3 Calcul des armatures	179
VI.3.4 Vérifications.....	183
VI.3.5 Ferrailage des linteaux	193

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

VII.1 Introduction	196
VII.2 Pré-dimensionnement du mur plaque.....	196
VII.3 Méthode de calcul	197
VII.4 Détermination des sollicitations	198
VII.5 Diagramme des sollicitations	198
VII.6 Ferrailage de mur plaque.....	198

VII.7 Calcul à l'ELU	199
VII.8 Recommandation du RPA.....	200
VII.9 Vérification à l'ELU.....	200

Chapitre VIII : Fondations.

VIII.1. Introduction.....	205
VIII.2. Choix du type de fondations	205
VIII.2.1. Semelles isolées	205
VIII.2.2 Semelles filantes.....	206
VIII.2.3. Radier général	208
VIII.2.3.1 Pré-dimensionnement.....	208
VIII.2.3.2 Détermination de la surface du radier	209
VIII.2.3.3 Détermination des sollicitations à la base du radier	210
VIII.2.3.4. Vérifications	211
VIII.3 Ferrailage du radier.....	214
VIII.3.1 Ferrailage de la dalle du radier	214
VIII.3.2 Vérifications à l'ELU	217
VIII.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS	218
VIII.3.4 Ferrailage du débord.....	219
VIII.3.5 Ferrailage des nervures.....	220
VIII. 3.6 Vérifications à l'ELU	224
VIII.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS	227
VIII.4 Conclusion.....	228
Conclusion générale.....	230

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

I.1 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	13
-------------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 : Détermination du poids propre du plancher terrasse.....	22
II.2 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En corps creux).....	23
II.3 : Détermination du poids propre du plancher dalle salle machine (dalle pleine).....	24
II.4 : Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En dalle pleine).....	24
II.5 : Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage terrasse).....	25
II.6 : Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine)...	25
II.7 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.....	26
II.8 : Détermination du surcharge d'exploitation.	26
II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.	29
II.10 : Dégression des surcharges d'exploitation.	29
II.11 : Récapitulatif de la descente de charges.	29

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1.1 : Détermination du poids propre de la volée.	35
III.1.2 : Détermination du poids propre du palier.	36
III.5.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.....	117

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

V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.	139
V.2 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.....	140
V.3 : justification de système contreventement.	142
V.4 : Valeur de ξ %.....	144
V.5 : Détermination de la somme des pénalité à retenir.	145
V.6 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique-voile).....	147
V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	148
V.8: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).....	149

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.....	152
VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.....	153
VI.3 : Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.....	154
VI.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales..	159
VI.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires..	160
VI.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.....	161
VI.2.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.....	167
VI.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.....	168
VI.2.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.....	170
VI.2.4 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.....	171
VI.2.5 : Sections minimales des armatures transversales.....	171
VI.2.6 : Armatures transversales.....	171
VI.2.7 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.....	173
VI.2.8 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	174
VI.2.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	175
VI.2.10 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	176

VI.3.1 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{L1} ».	183
VI.3.2 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{L2} ».	186
VI.3.3 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{L3} ».	187
VI.3.4 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{L4} ».	188
VI.3.5 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T1} ».	189
VI.3.6 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T2} ».	190
VI.3.7 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T3} ».	191
VI.3.8 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T4} ».	192

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

VII.1 : résultats du calcul des armatures du mur plaque.	200
VII.2 : Vérification des contraintes à L'ELS pour le mur plaque.	203

Chapitre VIII : Fondations.

VIII.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.	206
VIII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.	207
VIII.3 : Détermination du poids propre du radier.	210
VIII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.	217
VIII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.	219
VIII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x.	221
VIII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y.	222
VIII.8: Résultats du calcul des armatures des nervures.	224
VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.	228

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et caractéristiques de l'ouvrage.

I.1 : Eléments d'un plancher corps creux.....	04
I.2 : Eléments dalle pleine.	04
I.3 : Eléments composants un escalier droit.	05
I.4 : Murs intérieurs et extérieurs.	05
I.5: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	09
I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	10

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments.

II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.	15
II.2: Dimensions de la poutre principale.	18
II.3: Dimensions de la poutre secondaire.	18
II.4 : Coupe d'un voile en élévation.	19
II.5 : Les différents types des voiles..	20
II.6 : Plancher terrasse (inaccessible).	22
II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.	22
II.8 : Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible).	23
II.9 : Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.	24
II.10 : Coupe verticale du mur double cloison.....	26
II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C19).....	27

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.

III.1.1 : Terminologie d'un escalier.....	33
III.1.2 : Schéma d'escalier.	34

III.1.3 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.....	37
III.1.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	39
III.1.5: Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.....	43
III.1.6: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS.....	45
III.1.7 : Schéma statique de calcul.....	47
III.1.8 : Schéma statique de calcul.	49
III.1.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	51
III.1.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	56
III.2.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	61
III.2.2 : Treillis soudé de 200x200 TLE520.....	62
III.2.3 : Dimensions de la section en Té.....	64
III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1 ^{er} type)...	71
III.2.5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2 ^{ème} type)...	73
III.2.6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3 ^{ème} type)...	74
III.2.7: Dimensions de la section en Te.	75
III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1 ^{er} type)...	80
III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2 ^{ème} type)..	81
III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3 ^{ème} type).	82
III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon.	87
III.3.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.	88
III.3.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.	91
III.4.1 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU.	105
III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	106
III.5.1: Coupe verticale de l'acrotère.	94
III.5.2: Schémas statiques de l'acrotère.....	95
III.5.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.	96
III.6.1 : Schéma d'Ascenseur.....	112
III.6.2 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.	113

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS.

IV.1 : Icone des unités dans ETABS.	124
IV.2 : Géométrie de base.	125
IV.3 : Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y.	126
IV.4 : Modification des hauteurs d'étages.	126
IV.5 : Définition des propriétés mécanique de béton.....	127
IV.6 : Définition des propriétés géométrique des poutres.....	127
IV.7 : Définition des propriétés géométrique des poteaux.	128
IV.8 : Propriétés des barres d'armatures (poteaux).	128
IV.9 : Propriétés des barres d'armatures (poutre).	128
IV.10 : Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.....	128
IV.11 : Dimensionnement des dalles pleines.	129
IV.12 : Dimensionnement des voiles.	129
IV.13 : Définition des charges G et Q.....	130
IV.14 : Encastrements des appuis.....	130
IV.15 : Combinaison du poids (G+0.2Q).	131
IV.16 : Diaphragmes.....	132
IV.17 : Le spectre de réponse.....	133
IV.18 : Introduction du spectre de réponse.	133
IV.19 : Définition du chargement EX et EY (séisme).	134
IV.20 : Introduction des combinaisons d'actions.....	135
IV.21 : Chargement des planchers.....	135
IV.22 : Vue en 2D de la structure.....	136
IV.23 : Vue en 3D de la structure.	137

Chapitre VII : Etude du mur plaque.

VII-1 : schéma statique du mur plaque.	196
VII .2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU.....	198
VII.3 : Diagramme des Contraintes à l'ELS.....	198

Chapitre VIII : Fondations.

VIII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.	219
VIII.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens x-x	223
VIII.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens y-y.....	223
VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens x-x).	227
VIII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens y-y).	227

Introduction générale

De par sa localisation, l'Algérie a connu à travers son histoire plusieurs séismes majeurs, El Asnam en 1955 et 1980, Ain Temouchent en 1999 et Boumerdes en 2003. Lors du dernier séisme l'Algérie a déploré plusieurs milliers de morts et des milliards de dégâts. Pour répondre à cette catastrophe un addenda a été ajouté au précédent règlement donnant le RPA 99/2003. L'objectif principal était de préserver les vies humaines et réduire les dégâts sur les constructions.

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.

L'ingénieur est souvent confronté dans ces calculs à la recherche d'un optimum, entre la sécurité des usagers de la structure, et le coût de réalisation de cette dernière. En effet un calcul avec des efforts surestimés engendre un coût supplémentaire non négligeable, à contrario une sous-estimation des efforts engendre un risque pour les usagers et pour la structure.

Dans le travail que nous allons présenter, nous procéderons au dimensionnement d'une structure en béton armé présentant une forme irrégulière en plan, puis au calcul de cette dernière. Dans un premier temps le pré-dimensionnement sera effectué puis nous passerons au calcul des éléments secondaires grâce aux différentes méthodes de la RDM. Puis pour assurer la stabilité de notre structure, nous allons passer aux vérifications des exigences du RPA 1999/2003. Suite à cela nous entamerons le ferrailage des différents éléments structuraux. Puis vers la fin nous nous pencherons sur l'étude de l'infrastructure, en passant du choix du type d'infrastructure vers le ferrailage de ces dernières.

Introduction :

Ce premier chapitre est consacré à la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, La réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisis d'étudier et calculer les éléments résistants d'une structure (R+7+SS) à ossature mixte (portique-voiles) et à usage d'habitation implanté à AZAZGA, la zone est classée comme étant une zone de moyenne sismicité IIa. [Annexe I du RPA99/ version 2003] [1]

Cet ouvrage est de moyenne importance groupe 2 (ne dépassant pas les 48m de hauteur), Article 3.2 du RPA 99/ version2003 [1]. Le bâtiment comporte :

- Une cage d'escaliers
- Une cage d'ascenseur
- Un sous sol
- Un rez-de-chaussée
- Sept étages courants
- Une terrasse inaccessible.

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

a.En élévation :

- La hauteur totale de bâtiment : 29,54 m
- La hauteur du RDC : 3,06 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m

b.En plan :

- La longueur de bâtiment : 30,54 m
- La largeur de bâtiment : 18,80 m

I.3 Réglementations utilisées :

L'étude sera menée conformément à la réglementation en vigueur à savoir :

- Règles Parasismiques Algériennes «RPA 99 version 2003».
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites «BAEL 91 révisé 99».
- Document Technique Réglementaire «DTR B.C. 2.2» : Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Document Technique Réglementaire «DTR B.C. 2-41» : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé «C.B.A. 93»

I.4 Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte ,composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges et surcharges verticales, et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) .

- **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Leurs rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et de la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Il y a deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux :** Ils sont réalisés en corps creux (hourdis) avec une table de compression en béton, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

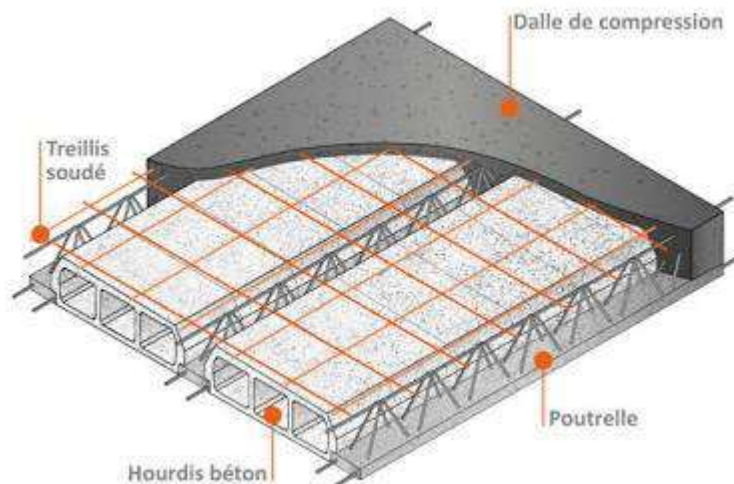


Figure I.1 : Eléments d'un plancher corps creux.

- **Planchers en dalle pleine :** Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi que pour celui de la salle machines.

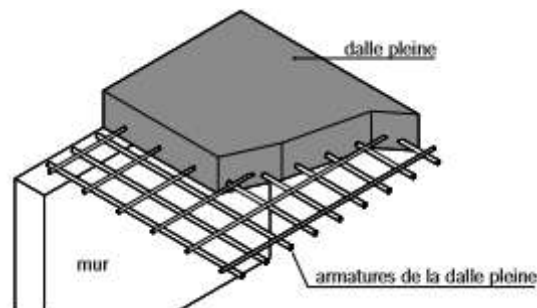


Figure I.2 : Eléments dalle pleine.

- **Les escaliers :**

Ouvrage permettant de se déplacer à pied d'un niveau à un autre d'une structure. Il est réalisé en béton armé à deux volées coulées sur place. Il existe plusieurs types d'escaliers en béton armé tel que : les escaliers droites, les escaliers balancés, les escaliers circulaires...etc.

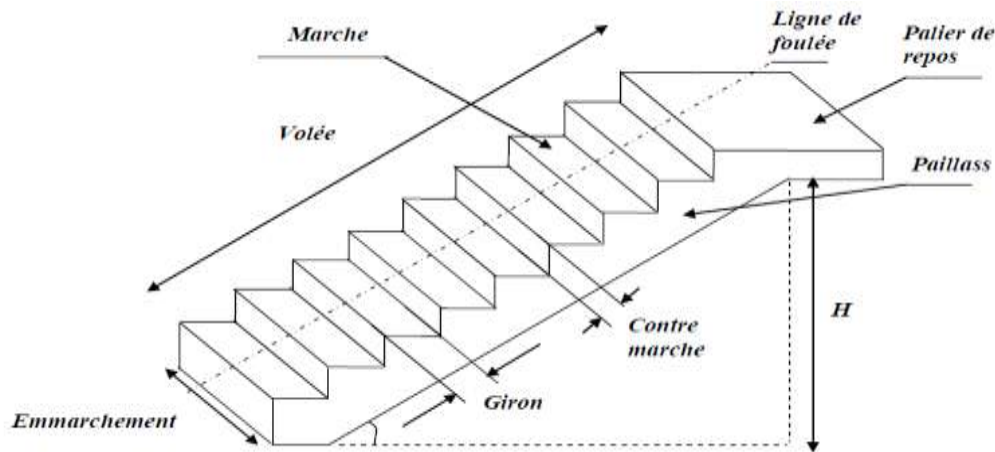


Figure I.3 : Eléments composants un escalier droit.

- **Ascenseur :**

L'ascenseur est un élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux de bâtiment.

- **Les voiles :**

Eléments verticaux en béton armé qui ont une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, ils sont caractérisés par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle ils soulagent considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portique-voiles).

- **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm et d'une lame d'air de 5 cm, ce qui fait 25cm d'épaisseur.

- Les murs intérieur (ou de séparation) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

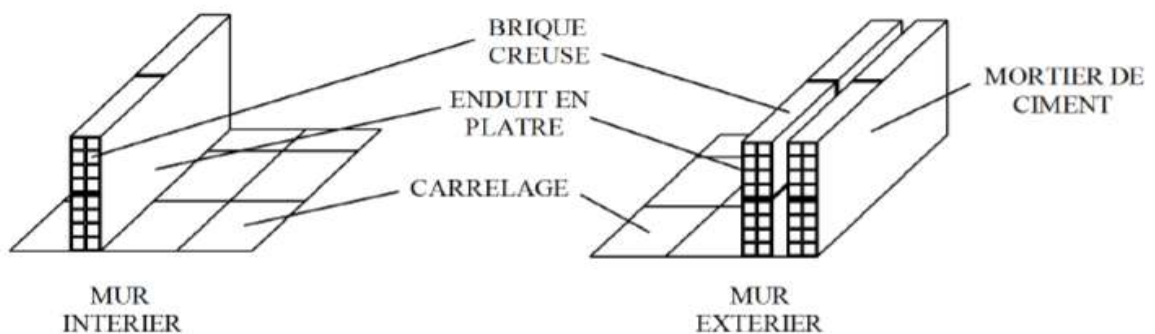


Figure I.4 : Murs intérieurs et extérieurs.

- **Les 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.

- **Balcon :**

Plate-forme en saillie sur la façade d'un bâtiment et qui communique avec une pièce.

On distingue deux types :

- Balcon en corps creux
- Balcon en dalle plein

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,6m de hauteur. L'acrotère sera réalisé en béton armé coulé sur place, 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.

- **Terrasse inaccessible :**

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

- **Le 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.

I.5 Eléments composant l'infrastructure :

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories :

- fondations superficielles
- fondations semi-profondes
- fondations profondes

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la résistance du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1 Le béton

Le béton est un matériau hétérogène composé au minimum de trois composants :

- Granulat (Sable et graviers)
- Ciment (liant hydraulique)
- Eau de gâchage

Et d'adjuvants (dans certains cas). Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours d'âge, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle un « Béton armé ».

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 révisé 99 et du RPA 99 version 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

Article (A.2.1, 11 du BAEL 99) [3] Stipule que :

. Pour $j \leq 28$ jours :

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

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

. **Pour $j > 28$ jours** : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**


b. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : **(A.2.1, 12 du BAEL 99) [3]**

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

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

On a : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Alors : $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$  **$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$**

c. Notion d'états limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue deux catégories d'état limites :

c.1 Etat limite ultime :

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînera la ruine et la perte de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :

- L'équilibre statique (non-renversement).
- La stabilité de forme (non-flambement).
- La résistance et la fatigue des matériaux (non-rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par la relation suivante : **(A.4.3, 41 du BAEL 99) [3]**

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ (En situation courante).} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ (En situation accidentelle).} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ (Pour } t > 24 \text{ h).} \\ \theta = 0.9 \text{ (Pour } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h).} \\ \theta = 0.85 \text{ (Pour } t \leq 1 \text{ h).} \end{cases}$$

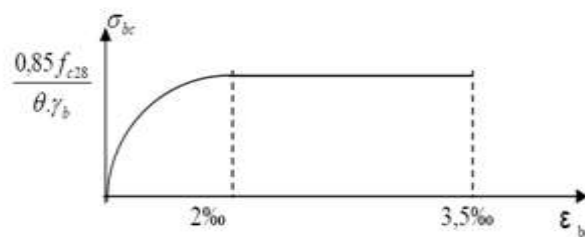


Figure I.5: Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

c.2 Etat limite de service :

C'est la limite au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

La contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) :

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

(A.4.5, 2 du BAEL99) [3]

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



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

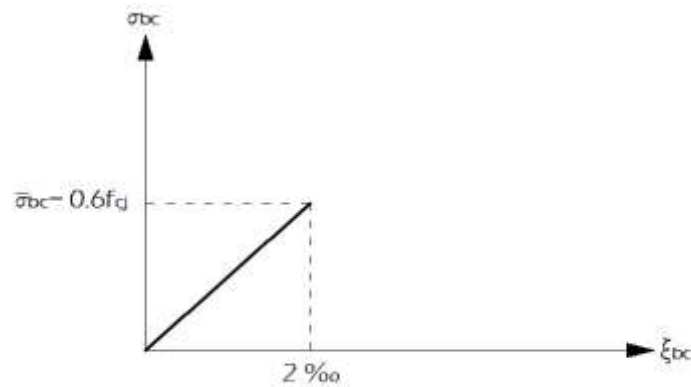


Figure I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

d. Contrainte limite ultime de cisaillement :

Elle est donnée par l'expression suivante : **(A 5.1, 1 du BAEL 99) [3]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

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)

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

. Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{tj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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.

e.1.a Module de déformation longitudinale instantanée :

Lorsque la durée d'application des contraintes est inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

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



$$E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1, 21 du BAEL 99}) [3]$$

e.1.b Module de déformation longitudinale différée :

Lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ [MPa]}$$

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



$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1, 22 du BAEL 99}) [3]$$

e.2 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation de matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale ($\frac{\xi_t}{\xi_l}$).

Les valeurs de ce coefficient sont données par : **(A.2.1, 3 du BAEL 99) [3]**

. $\nu = 0$ Pour un calcul de sollicitations à l'ELU.

. $\nu = 0.2$ Pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.6.2 L'acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leur état de surface, en général trois types sont utilisés :

- Les aciers à haute adhérences (HA).
- Les treillis soudé (TS).
- Les ronds lisses (RL).

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 :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) :

$E_s = 200000$ MPa **(A.2.2, 1 du BAEL 99) [3]**

b. Contrainte limite de l'acier :**b.1 Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite ultime de déformation est donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.2.1, 2 du BAEL 99}) [3]$$

Avec :

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

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle.

. Les résultats de $\bar{\sigma}_{st}$ pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

Nuances\ Situations	Courante ($\gamma_s=1.15$)	Accidentelle ($\gamma_s=1.00$)
$f_e = 400$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 347.83$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
$f_e = 520$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 520$ MPa

b.2 Contraintes limites de service :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures) et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles du BAEL 91 révisées 99, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible (Peu préjudiciable)**

Cas d'éléments non exposés aux intempéries et aux milieux agressifs (Eléments intérieurs). Aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL 99) [3].

- Fissuration préjudiciable**

Cas d'éléments exposés aux intempéries (A.4.5, 33 du BAEL 99) [3]. Dans ce cas :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa.}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6$ mm).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi > 6$ mm).

- **Fissuration très préjudiciable**

Cas d'éléments exposés aux milieux agressifs (eau de mer, agents chimiques...). Dans ce cas (**A.4.5, 34 du BAEL 99**) [3] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa.}$$

I.7 Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (**A 7.1 du BAEL 99**) [3]

C \geq 5cm : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

C \geq 3cm : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries et des condensations.

C \geq 1cm : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations

I.8 Conclusion :

A ce niveau nous avons défini tous les éléments de notre ouvrage et les différentes caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les réglementations en vigueur définies au dessus.

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) :

Le plancher est constitué de corps creux (entrevous) reposant sur les poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée, le tout complété d'une table de compression ferraillée par un treillis soudé.

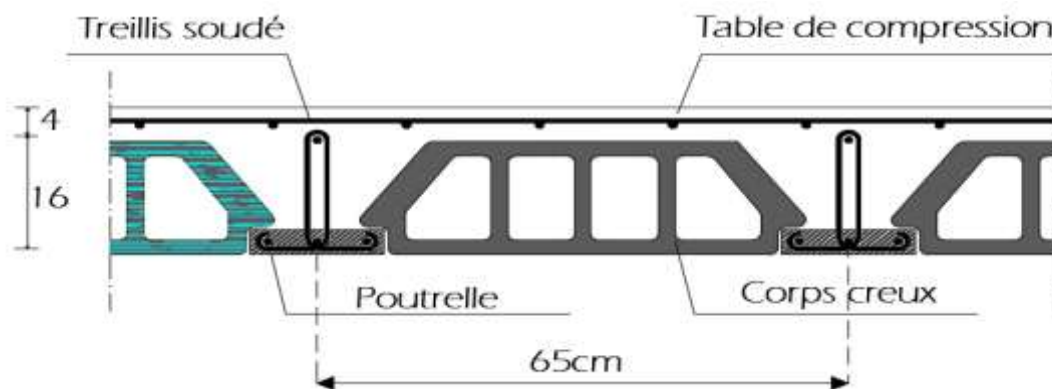


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

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.

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par : **B.6.8, 424 du BAEL 91 [3]**

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

D'où :

h_t : 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 :

$$L_{\max} = l - b$$

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) 16 cm pour les corps creux et 4 cm pour l'épaisseur de la table de compression.

II.2 pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ces dimensions sont données par les formules empiriques suivantes :

- **Hauteur de la poutre « h_t » :** $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur de la poutre « b » :** $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec :

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

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1], qui sont les suivantes :

$$. h \geq 30 \text{ cm}$$

$$. b \geq 20 \text{ cm}$$

$$. \frac{h}{b} \leq 4$$

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 :**

$$L_{\max}=470-25=445\text{cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

D'où : $29.67\text{cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm}$ ➡ nous prenons : **ht= 40 cm.**

✓ **Largeur :**

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

$$. 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

D'où : $16 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ pour des raisons de sécurité on prend **b=30 cm.**

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

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ➡ **Condition vérifiée.**
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ➡ **Condition vérifiée.**
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4$ ➡ **Condition vérifiée.**

La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(30 * 40) cm².**

II.2.2 Poutres secondaires :

✓ Hauteur :

$$L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

D'où : $27 \leq h \leq 40.5 \text{ cm}$ ➡ **$h = 35 \text{ cm}$.**

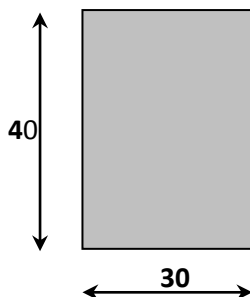
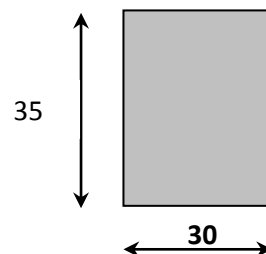
✓ Largeur :

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

D'où : $14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ ➡ pour des raisons de sécurité on prend **$b = 30 \text{ cm}$**

➤ Vérification des exigences :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ➡ **La condition est vérifiée.**
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ➡ **La condition est vérifiée.**
- $h_t / b = 1.67 \leq 4 \text{ cm}$ ➡ **La condition est vérifiée.**
- Donc la section de la poutre secondaire est **$(b \times h_t) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.**

Conclusion : les dimensions retenues sont :Poutres principales : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$.**Poutres secondaires : **$(30 \times 35) \text{ cm}^2$.****Figure II.2:** Dimensions de la poutre principale.**Figure II.3:** Dimensions de la poutre secondaire.

II.3 Pré dimensionnement des voiles :

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

D'après l'article (7.7.1 du RPA 99/2003) [1], un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur (épaisseur) $l \geq 4e$

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de **15 cm**.

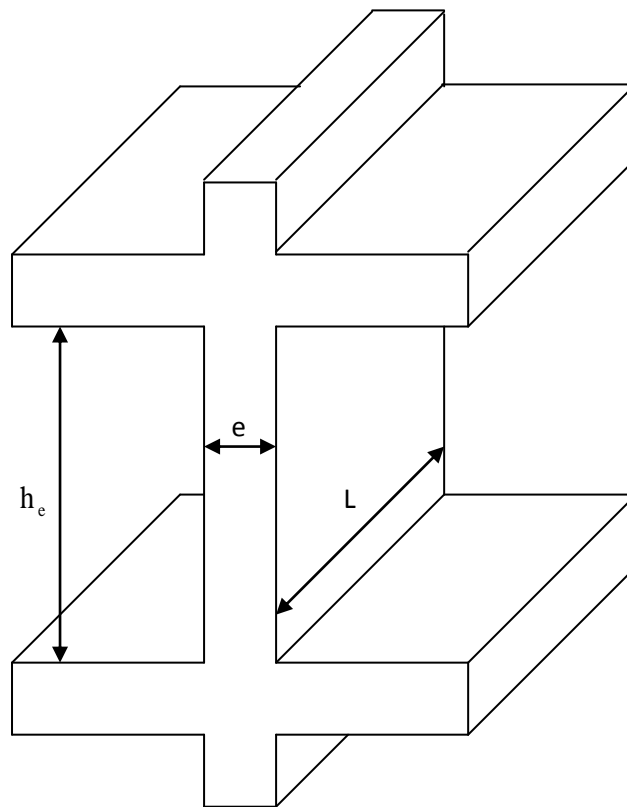


Figure II.4 : Coupe d'un voile en élévation.

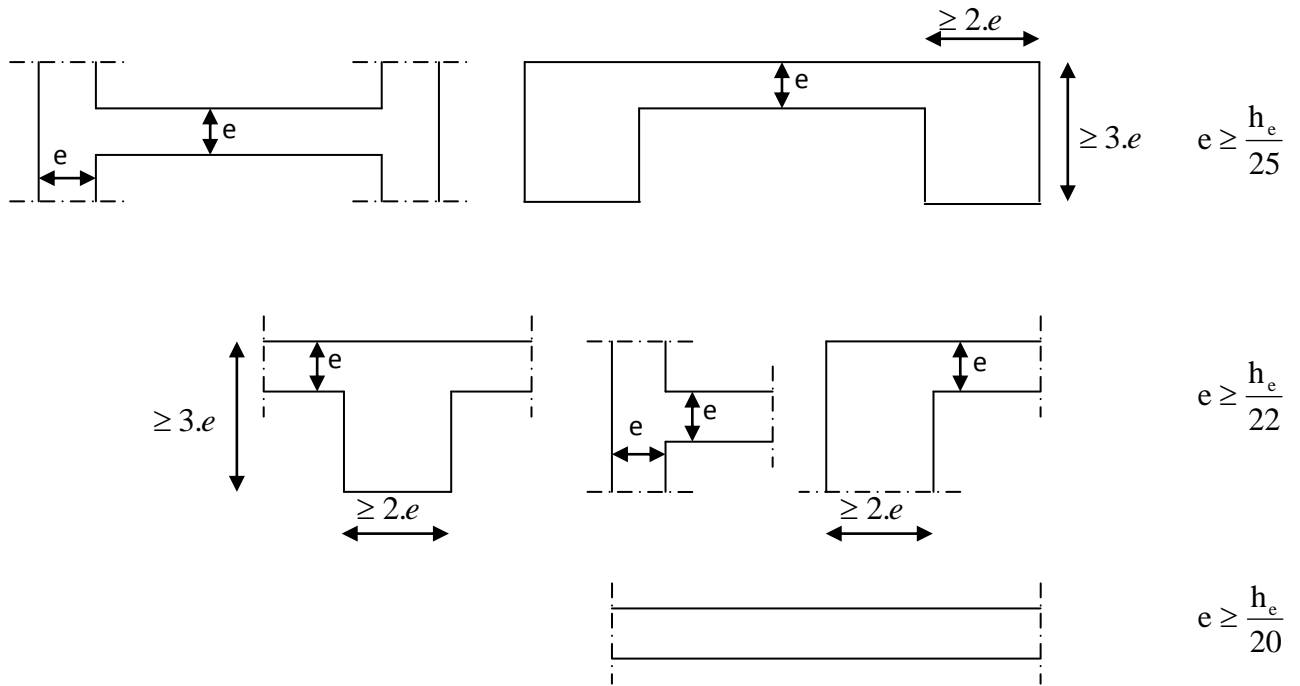


Figure II.5 : Les différents types des voiles.

Avec :

e : épaisseur du voile.

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

h : hauteur d'étage.

ep : épaisseur du plancher.

Dans notre cas la hauteur d'étage est de 3,06 m (Elle est la même pour tous les niveaux).

Donc :

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

➤ **Conditions de rigidité aux extrémités :**

Dans notre cas: $a \geq he / 20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$.

Conclusion:

On adoptera une épaisseur de **15 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.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton (la compression), on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

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 déterminée 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 :

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du **[DTR B.C. 2.2] [4]** comme suit :

II.4.1.a Charges permanentes :**I. Les planchers :****I.1 Planchers en corps creux:**

✓ Etage terrasse :

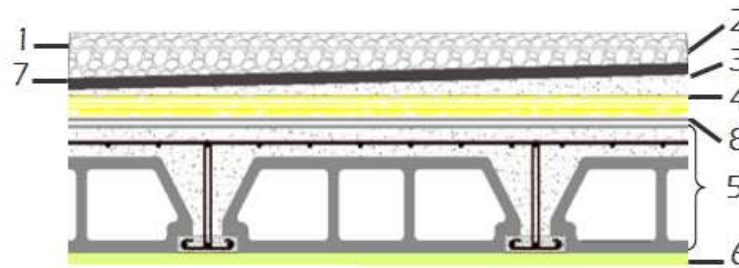


Figure II.6 : Plancher terrasse (inaccessible).

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

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	2	06	0.12
3. Forme de pente 1%	8	25	2.0
4. Isolation thermique	4	04	0.16
5. Dalle en corps creux	16+4	14	2.85
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
7. Couche de papier kraft	-	-	0.01
8. Couche de par vapeur	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			6.35

✓ Etage courant :

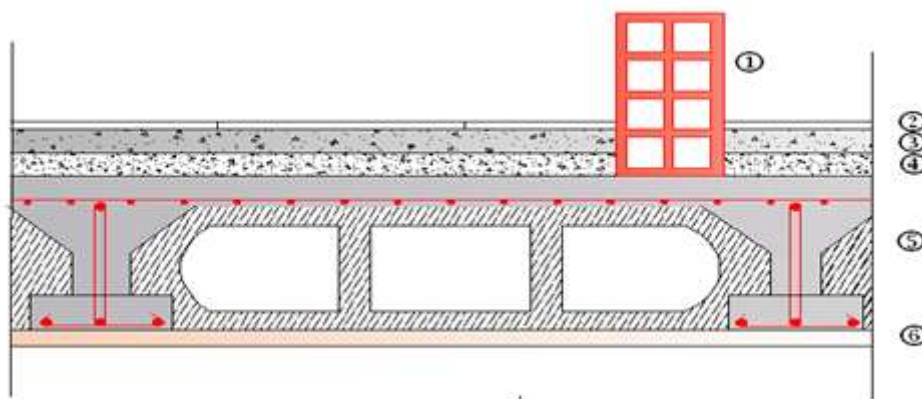


Figure II.7 : Coupe d'un plancher d'étage courant en corps creux.

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

Matériaux	Epaisseur (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. Lit de sable	3	18	0.54
5. Plancher en corps creux	16+4	14	2.85
6. Enduit de plâtre	2	10	0.2
$\Sigma G_i = G_{\text{étage}} =$			5.43

I.2 Planchers en dalle pleine :

✓ Plancher dalle salle machine (inaccessible) :

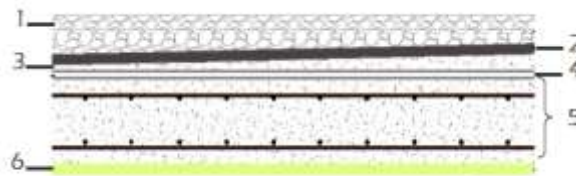
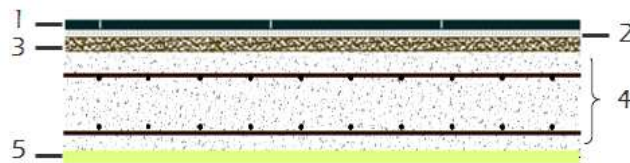
**Figure II.8 :** Coupe d'un plancher en dalle pleine (inaccessible).

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

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	6	0.12
3. Forme de pente 1%	8	25	2.0
4. Isolation thermique	4	04	0.16
5. Dalle pleine	20	25	5
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			8.45

✓ Plancher étage courant :

**Figure II.9 :** Coupe d'un plancher d'étage courant en dalle pleine.**Tableau II.4 :** Détermination du poids propre du plancher d'étage courant (En dalle pleine).

Matériaux	Epaisseur (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. 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	1.00
$\sum G_i = G_{\text{étage}} =$			7.58

II. Les balcons :

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

II.1. Balcons en dalle pleine :**Tableau II.5 :** Détermination du poids propre des balcons En dalle pleine (étage terrasse).

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	06	0.12
3. Forme de pente 1%	8	25	2.0
4. Isolation thermique	4	04	0.16
5. Dalle pleine	15	25	3.75
6. Enduit plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i = G_{\text{Balcon-t}} =$			7.41

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

Matériaux	Epaisseur (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. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle pleine	15	25	3.75
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i = G_{\text{Balcon-é}} =$			5.33

II. Les maçonneries :

II.1 Murs extérieurs :

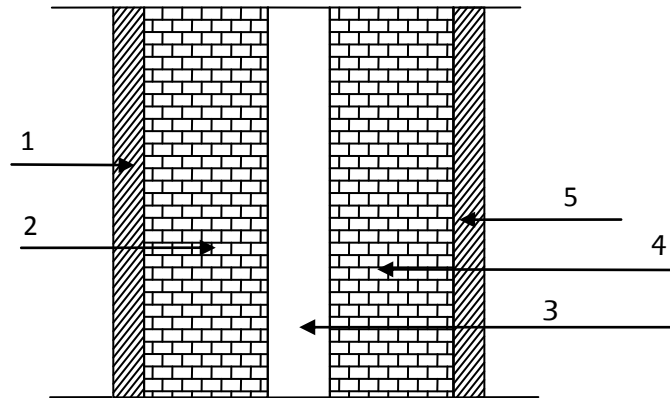


Figure II.10 : Coupe verticale du mur double cloison.

Tableau II.7 : Détermination du poids propre des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Enduit de ciment	2	18	0.36
2. Brique creuse	10	09	0.90
3. lame d'air	5	-	-
4. Brique creuse	10	09	0.90
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
$\sum G_i = G_{\text{Mur-ext}} =$			2.36

II.4.1.b Surcharges d'exploitation :

Tableau II.8 : Détermination du surcharge d'exploitation.

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.4.2 Pré dimensionnement des poteaux :

II.4.2.1 Descente de charge :

➤ Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « x »

a. Surface d'influence :

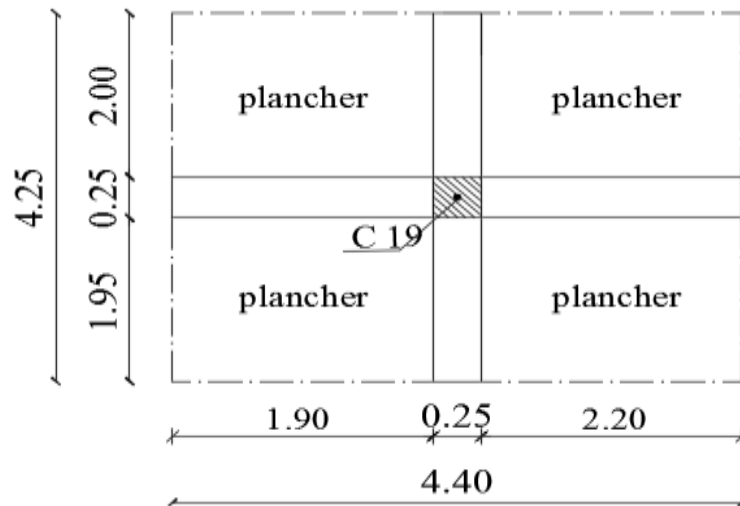


Figure II.11 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C19).

Avec :

X : Poteau situé au croisement des portiques de la file(E) et la file(2).

- Section nette :

$$S_n = (1.90+2.20) \times (1.95+2.00)$$

$$S_n = 16.195 \text{ m}^2.$$

- Section brute :

$$S_b = 4.4 \times 4.25$$

$$S_b = 18.70 \text{ m}^2.$$

b. Poids propre des éléments :

✓ Planchers

. Plancher terrasse : $G_{pl,t} = 16.195 \times 6.35 = 102.838 \text{ KN}$.

. Plancher courant : $G_{pl,c} = 16.195 \times 5.43 = 87.94 \text{ KN}$.

✓ **Poutres**

. Poutres principales : $G_{p,p} = 0.3 \times 0.4 \times 4.1 \times 25 = 12.30 \text{ kN}$.

. Poutres secondaires : $G_{p,s} = 0.35 \times 0.3 \times 3.95 \times 25 = 10.37 \text{ kN}$.

Donc :

Le poids total des poutres est : $G_p = 22.67 \text{ kN}$.

✓ **Poteaux :**

. Poids propre des poteaux : $G_{pt} = 3.06 \times 0.25 \times 0.25 \times 25 = 4.781 \text{ kN}$.

c. Surcharge d'exploitation :

. Terrasse inaccessible : $Q_T = Q_o = (4.25 \times 4.40) \times 1 = 18.70 \text{ kN}$.

. Etage courant : $Q_{Et} = Q = [(4.25 \times 4.40) - (0.3)^2] \times 1.5 = 27.915 \text{ kN}$

II.4.3 Loi de dégression :

La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

. Énoncé de la loi :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse..... Q_0 .

Sous dernier étage (étage 1)..... $Q_0 + Q_1$.

Sous étage Immédiatement inférieur

(étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

(étage 3)..... $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

(étage 4)..... $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Pour $n \geq 5$.

(étage n)..... $Q_0 + [(3+n)/2n](Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots Q_n)$.

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges.

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S / _{SOL}
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

Surcharges cumulées Q_n :

Tableau II.10 : Dégression des surcharges d'exploitation

Niveau	Opérations	Resultats(KN)
7 ^{ème}	Q_0	18.70 KN
6 ^{ème}	$Q_0 + Q_1$	46.615 KN
5 ^{ème}	$Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	71,7385 KN
4 ^{ème}	$Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	94,0705 KN
3 ^{ème}	$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	113,611 KN
2 ^{ème}	$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	130,36 KN
1 ^{ème}	$Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	144,3175 KN
RDC	$Q_{RDC} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	157,43755 KN
S/ _{SOL}	$Q_{S/SOL} = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	177,2572 KN

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

Niveau	Charges permanents [kN]					Surcharges [kN]	Efforts normaux [kN]	Sections [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G	G _{Cumulée}	Q _{Cumulée}	$N_s = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Sections adoptées
7 ^{ème}	102.838	0	22.67	125.508	125.508	18.70	144.208	96.14	30 X 30
6 ^{ème}	87.94	4.781	22.67	110.61	236.118	46.615	282.733	188.49	35 X 35
5 ^{ème}	87.94	4.781	22.67	110.61	346.728	71,7385	418.4665	278.98	35 X 35
4 ^{ème}	87.94	4.781	22.67	110.61	457.338	94,0705	551.4085	367.605	35 X 35
3 ^{ème}	87.94	4.781	22.67	110.61	567.948	113,611	681.559	454.372	40 X 40
2 ^{ème}	87.94	4.781	22.67	110.61	678.558	130,36	808.918	539.278	40 X 40
1 ^{ér}	87.94	4.781	22.67	110.61	789.168	144,3175	933.4855	622.323	40 X 40
RDC	87.94	4.781	22.67	110.61	899.778	157,43755	1057.2155	704.810	45 X 45
S/sol	87.94	4.781	22.67	110.61	1010.388	177,2572	1187.6452	791.763	45 45

II.4.4 Vérification des exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/2003 [1]

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**h_e**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Avec : **h_e** : est la hauteur libre du poteau.

Poteau (30 X 30) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 30 \geq \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (35 X 35) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq 13.8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (40 X 40) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 13.8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Poteau (45 X 45) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 45 \geq 13.8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les poteaux de la structure sont de section carrée, donc, le rapport $\frac{b_1}{h_1} = 1$ est compris entre $\frac{1}{4}$ et 4.

Aussi, toutes les sections adoptées sont au moins égales à 13.3 cm et à 30 cm.

Donc, les exigences de l'article **7.4.1 du RPA 99 / version 2003 [1]** sont satisfaites.

II.4.5 Vérification au flambement :

Lorsque un (**poteau**) est soumis à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le **flambement**, 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 :

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

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 ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

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

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

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

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

- Poteau (30 x 30)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.3 = 24.684 < 50$
- Poteau (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.16 < 50$
- Poteau (40 x40)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$
- Poteau (45 x 45)..... $\lambda = 2.42 \times 3.06 / 0.45 = 16.456 < 50$

Conclusion :

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

III.1.1 Les escaliers :

III.1.1.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre en montant ou en descendant.

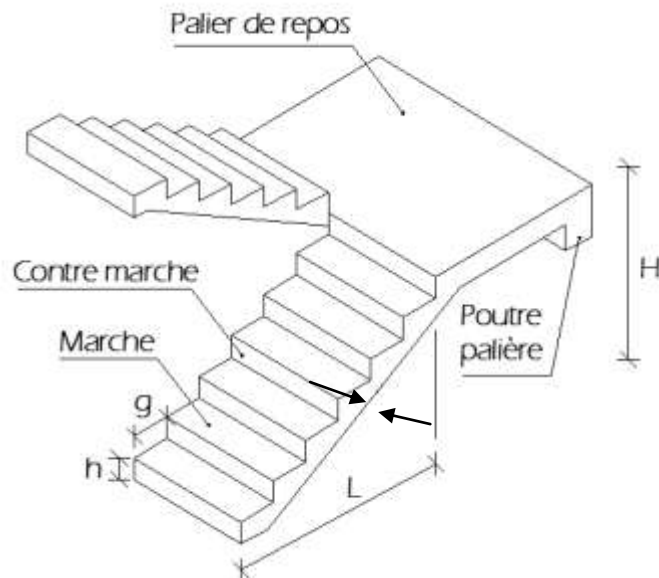


Figure III.1.1 : Terminologie d'un escalier.

Avec :

- ✓ 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.1.1.2 Calcul de l'escalier :

Pour dimensionner les marches, les contre marches, et le nombre des marches on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

➤ **La formule de BLANDEL :**

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

➤ **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 :**

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

On aura alors le nombre des marches comme suit : $n-1=8$ marches

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{235}{8} \approx 30 \text{ cm}$$

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

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

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}, \quad 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

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

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

L_0 : la longueur réelle de la paillasse et des paliers.

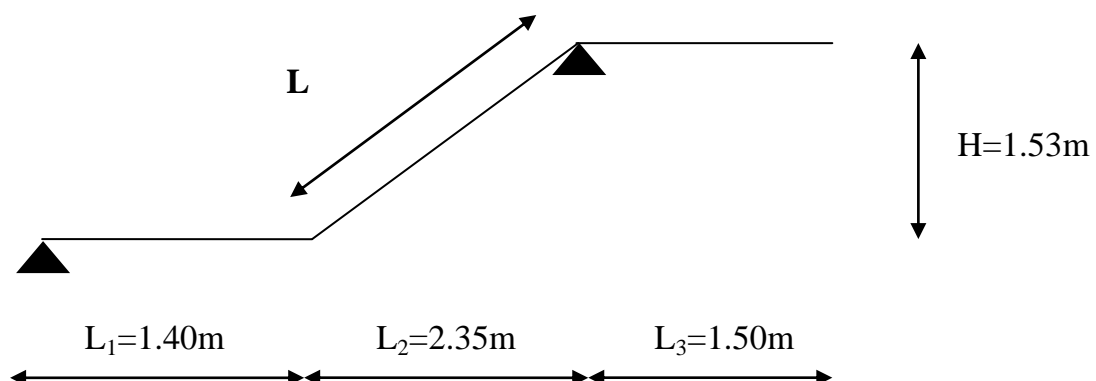


Figure III.1.2 : Schéma d'escalier.

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.35} = 0.651 \rightarrow \alpha = 33^\circ$$

$$\text{Sin}(\alpha) = \frac{H}{L} \rightarrow L = \frac{1.53}{0.54} \rightarrow L = 2.8 \text{ m}$$

Finalement :

$$L_o = L_1 + L + L_2 = 1.40 + 2.80 + 1.50 = 5.70 \text{ m}$$

$$\frac{570}{30} \leq e \leq \frac{570}{20} \rightarrow 19 \leq e \leq 28.5 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

III.1.1.3 Détermination des charges et surcharges :

a. Charges permanente :

a.1. La Volée(Paillasse) :

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

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(33)}$	25	5.96
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
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	10	0.20
9. Poids propre Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{\text{volée}} =$			10.125

a.2. Le palier :**Tableau III.1.2 : Détermination du poids propre du palier.**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5.00
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$			6.2

b. Surcharge d'exploitation :

D'après le **DTR B.C. 2.2 [4]**, la charge d'exploitation pour un escalier est de : **Q= 2,5 kN/ml.**

III.1.1.4 Calcul des efforts internes :**➤ Combinaisons de charges****a. À l'ELU :**

$$\begin{cases} \text{Volée : } q_1 = 1,35G_1 + 1,5Q \\ \text{Palier : } q_2 = 1,35G_2 + 1,5Q \end{cases}$$

. Volée : $q_1 = 1,35(10,125) + 1,5(2,5) = 17,418 \text{ KN/ml.}$

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

b. À l'ELS

$$\begin{cases} \text{Volée : } q_1 = G_1 + Q \\ \text{Palier : } q_2 = G_2 + Q \end{cases}$$

. Volée : $q_1 = 10,125 + 2,5 = 12,625 \text{ KN/ml}$.

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

III.1.1.5 Calcul à l'ELU :

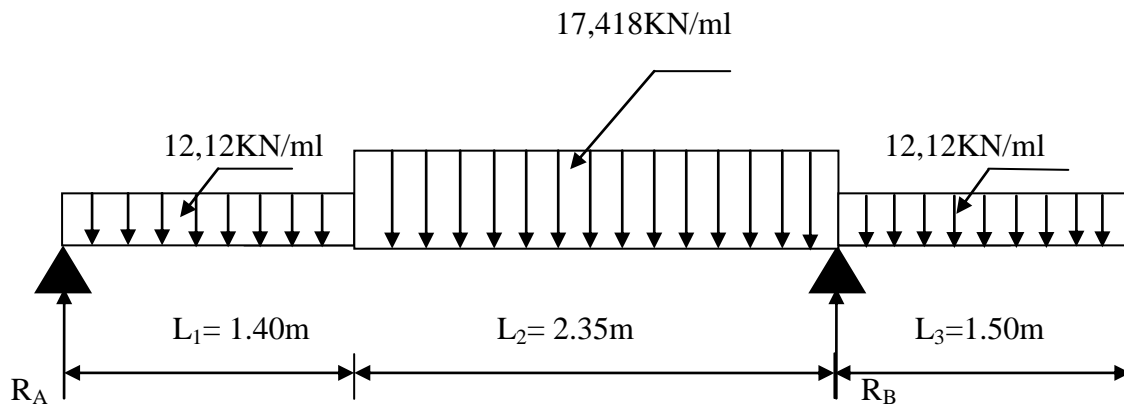


Figure III.1.3 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B - 12,12 \times 1,4 - 12,12 \times 1,5 - 17,418 \times 2,35$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 76,08 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow -R_B \times 3,75 + 16,968 \times 0,7 + 40,932 \times 2,575 + 18,18 \times 4,5$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{199,087}{3,75} = 53,08 \text{ KN}$$

$$R_A = 23 \text{ KN}$$

Finalement :

$$R_A = 23 \text{ KN}$$

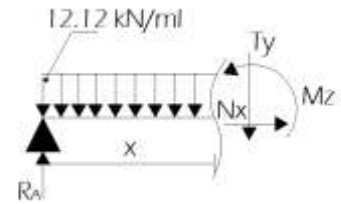
$$R_B = 53,08 \text{ KN}$$

Calcul des efforts interne :*➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4$**

$$T_y = R_A - 12,12x$$

Pour $x=0 \Rightarrow T_y = 23 \text{ KN}$

Pour $x=1,4 \Rightarrow T_y = 6,03 \text{ KN}$



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

Pour $x=0 \Rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,4 \Rightarrow M_z = 20,32 \text{ KN.m}$

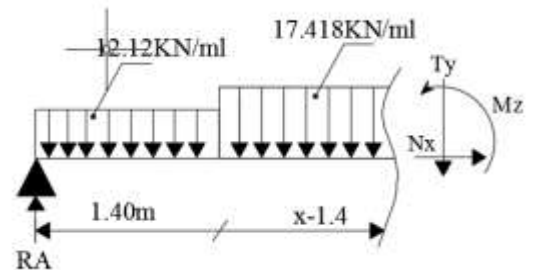
➤ Tronçon 2 : $1,4 \leq x \leq 3,75$

$$T_y = R_A - 12,12 \cdot 1,4 - 17,418(x - 1,4)$$

$$T_y = -17,418x + 30,417$$

Pour $x=1,4 \Rightarrow T_y = 6,03 \text{ KN}$

Pour $x=3,75 \Rightarrow T_y = -34,9 \text{ KN}$



$$M_z = R_A \cdot x - 12,12 \cdot 1,4 \cdot (x - 0,7) - 17,418 \frac{(x - 1,4)^2}{2}$$

$$M_z = -8,709x^2 + 30,417x - 5,192$$

Pour $x=1,4 \Rightarrow M_z = 20,322 \text{ KN.m}$

Pour $x=3,75 \Rightarrow M_z = -13,6 \text{ KN.m}$

➤ Tronçon 3 : $3,75 \leq x \leq 5,25$

$$T_y = -12,12 \cdot 1,4 - 17,418 \cdot 2,35 - 12,12(x - 3,75) + 76,08$$

$$\Rightarrow T_y = -12,12x + 63,63$$

Pour $x = 3,75 \Rightarrow T_y = 18,18 \text{ KN}$

Pour $x = 5,25 \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$

$$M_z = -6,06x^2 + 63,63x - 166,98$$

Pour $x=3,75 \Rightarrow M_z = -13,58 \text{ KN.m}$

Pour $x=5,25 \Rightarrow M_z \approx 0$

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

$$T_y = -17,418x + 30,417 \Rightarrow T_y = 0 \quad -17,418x + 30,417 = 0 \Rightarrow x = 1,74 \text{ m}$$

La distance correspondante à l'effort tranchant nul est : $x = 1,74 \text{ m}$

En tenant compte du semi-encastrement :

Donc : $M_{z_{\max}}(1,74) = 21,36 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 M_{z_{\max}} = 18,156 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = 0,3 M_{z_{\max}} = 6,408 \text{ KN.m}$

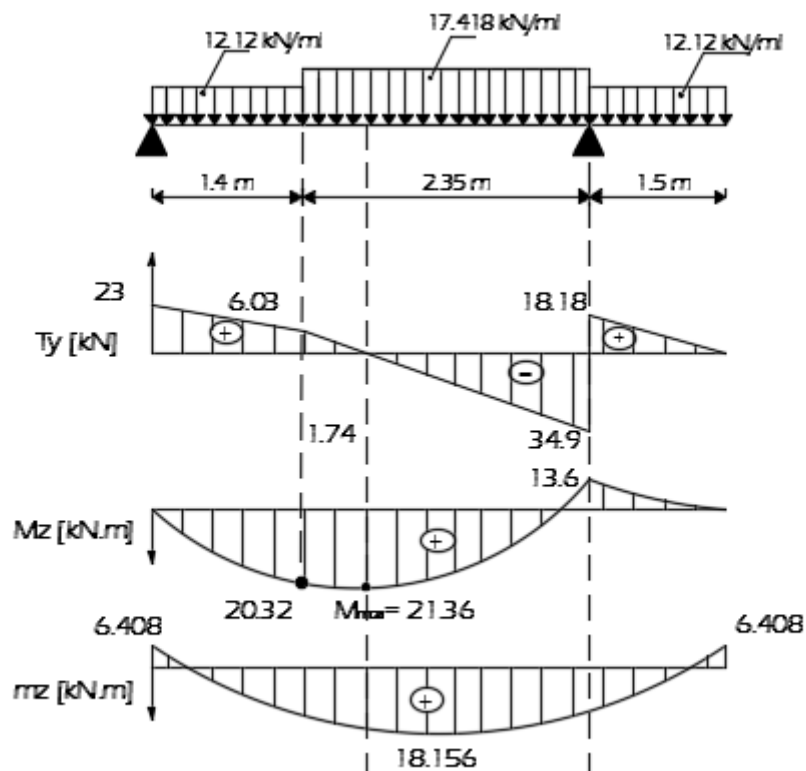


Figure III.1.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

- **Calcul des armatures :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{18,156.10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,039 < \mu_l = 0,046$$

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 $\mu = 0,039$: $\beta = 0,980$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{18,156.10^3}{0,980.18.348} = 2,96 \text{ cm}^2$$

. Soit : **$A_{adoptée} = 5 \text{ HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1,41 \text{ cm}^2$. Soit : **$4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{6,408.10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0139 < \mu_l = 0,392$$

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 $\mu = 0,0139$: $\beta = 0,993$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6,408.10^3}{0,993.18.348} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

. Soit : **$A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$


- **Armatures de répartition**


$A_r = 1/4 A_{adoptée} = 1,18 \text{ cm}^2$. Soit : **$4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.1.6 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art. A.4.2, 1 BAEL 91/99)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

. En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.42 \text{ cm}^2$.  La condition est vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 2.42 \text{ cm}^2$.  La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/99)

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Art. 5.1, 211})$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{34,9 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.193 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

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

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/99)

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

Où :

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

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

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

. $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,9 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 125,6} = 1,72 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,72 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

d. Influence de l'effort tranchant :

- Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/99)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 34,90 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,003 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,003 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/99) :

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

. Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm}$.

. Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}$.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

. Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

. Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.

Finalement :

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

f. Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3] :

- ✓ **Armatures principales en travée :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.
- ✓ **Armatures principales aux appuis :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.
- ✓ **Armatures de répartition :** $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.1.1.7 Calcul à l'ELS :

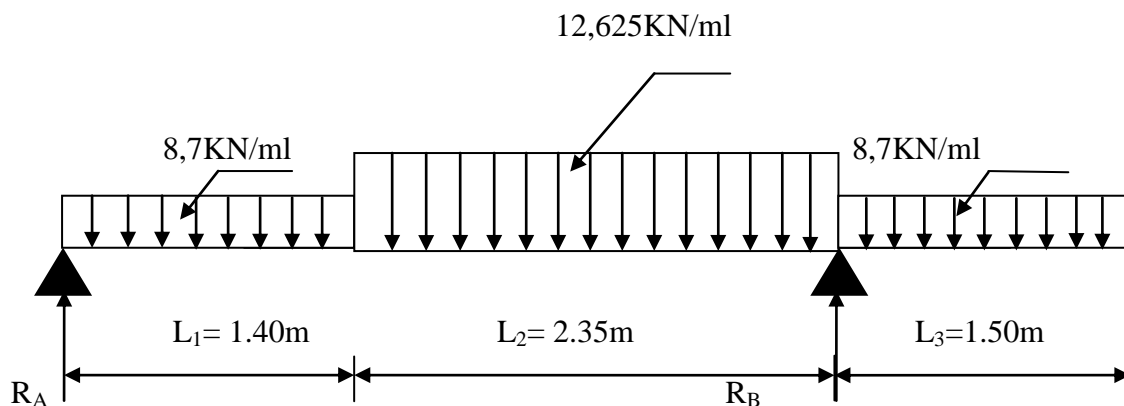


Figure III.1.5: Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.

➤ **Détermination des réactions d'appuis :**

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8,7(1,4) + 12,625(2,35) + 8,7(1,5) \Rightarrow R_A + R_B = 54,90 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow 8,7(1,4)(0,7) + 12,625(2,35)(2,575) + (8,7)1,5(4,5) - R_B(3,75) = 0$$

$$R_B = 38,30 \text{ KN}$$

Finalemment :

$$R_A = 16,6 \text{ KN}$$

***Calcul des efforts internes :**

➤ **Tronçon 1 :** $0 \leq x \leq 1,4$

$$T_y = R_A - 8,7x = -8,7x + 16,6 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T_y = 16,6 \text{ KN} \\ x=1,4 \Rightarrow T_y = 4,42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_Z = -4,35x^2 + 16,6x \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \\ x = 1,4 \Rightarrow M_Z = 14,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Tronçon 2:** $1,4 \leq x \leq 2,35$

$$T_y = 16,6 - 12,18 - 12,625(x-1,4) = -12,625x + 22,09 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 1,4 \Rightarrow T_y = 4,42 \text{ KN} \\ x = 2,35 \Rightarrow T_y = -25,25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_Z = R_A \cdot x - 8,7(1,4)(x-0,7) - 12,625(x-1,4)^2 = -6,31x^2 + 22,09x - 3,84 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 1,4 \Rightarrow M_Z = 14,71 \text{ KN.m} \\ x = 2,35 \Rightarrow M_Z = -9,74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Tronçon 3:** $3,75 \leq x \leq 5,25$

$$T_y = -8,7x + 45,67 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 3,75 \Rightarrow T_y = 13,05 \text{ KN} \\ x = 5,25 \Rightarrow T_y = 0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_Z = -4,352x^2 + 45,67x - 143,62 \quad \left\{ \begin{array}{l} x = 3,75 \Rightarrow M_Z = -9,77 \text{ KN.m} \\ x = 5,25 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du moment maximal $M_{Z_{\max}}$:**

$$T_y = 0 \Rightarrow -12,625x + 22,09 = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

L'effort tranchant est nul au point $x = 1,75 \text{ m}$, d'où:

$$M_{Z_{\max}}(1,75) = 15,49 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis:

.En travée: $M_t = 0,85 M_{Z_{\max}} = 13,16 \text{ KN.m}$

.Aux appuis: $M_a = -0,3 M_{Z_{\max}} = -4,65 \text{ KN.m}$

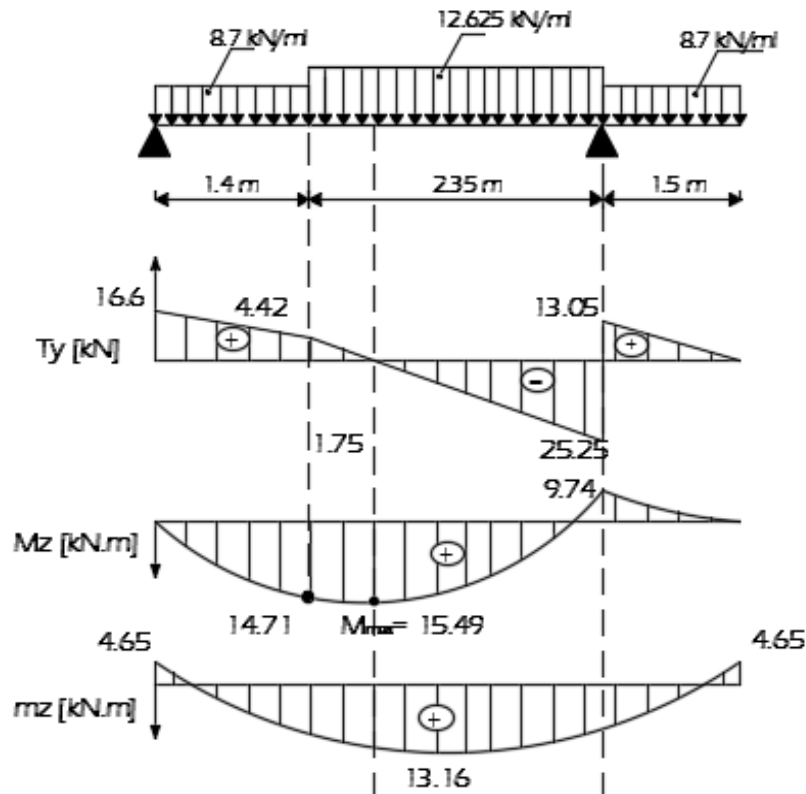


Figure III.1.6: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS.

III.1.1.8 Vérifications à L'ELS:

a. Etat limite de compression du béton:

➤ En travée:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100.18} = 0.31$$

$$\rho = 0.31 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 41.82 \\ \beta_1 = 0.912 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\sigma_{st} = \frac{28,94 \cdot 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \cdot 10^2} = 312,02 \text{ MPA} \quad , \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{312,02}{41,82} = 7,461 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 7,461 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **En appui:**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,217$$

$$\rho = 0,217 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 51,67 \\ \beta_1 = 0,925 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\sigma_{st} = \frac{10,215 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 180 \times 3,92 \cdot 10^2} = 156,51 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{156,51}{51,67} = 3,03 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3,03 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

1. 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 BAEL 99)

b. 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 BAEL 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Alors :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{20}{525} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.} \quad (1)$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.038 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{18,156}{10 \times 18,156} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition n'est pas vérifiée.} \quad (2)$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.92}{100 \times 18} = 0.0021 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.} \quad (3)$$

1^{er} et 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour l'escalier.

III.1.1.9 Calcul de la flèche :

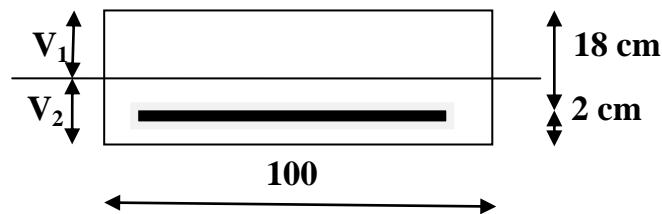


Figure III.1.7 : Schéma statique de calcul.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f} \quad \text{avec:} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{525}{500} = 1,05 \text{ cm}$$

Avec :

$$q_{max} = \max(q_{volée}; q_{palier}) = \max(12,625; 8,7) \Rightarrow q_{max} = 12,625 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$$E_v : \text{Module de déformation différée;} \quad E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I = moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

$$\text{Ou :} \quad V_1 = \frac{S_{ixx}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

S_{ixx} : Moment statique par rapport à l'axe xx', tel que :

$$S_{ixx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100.20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{22492,1}{2138,45} = 10,06 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 20 - 10,06 = 9,94 \text{ cm}$$

Alors :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10,06)^3 + (9,94)^3] + 15,5,65 \cdot (9,94 - 2)^2 = 72016,81 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,625 \cdot 5,25^4}{10818,86 \cdot 10^3 \times 72016,81 \cdot 10^{-8}} = 0,016 < 1,05 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.1.2 La poutre palière :

III.1.2.1 Introduction :

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 4.45 m (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).

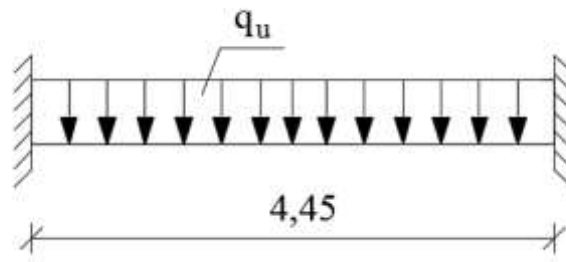


Figure III.1.8 : Schéma statique de calcul.

III.1.2.2 Pré-dimensionnement :

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

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

✓ Hauteur

$$. L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$. \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$\text{D'où : } 29,67 \leq h \leq 44,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

✓ Largeur

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

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

$$\text{D'où : } 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

III.1.2.3 Vérification des conditions de l'article 7.5.1 du RPA 99 [1]

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$.  La condition est vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.  La condition est vérifiée.

$h/b = 1.167 \leq 4$.  La condition est vérifiée.

Conclusion:

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont: **30x35 cm²**.

III.1.2.4 Détermination des charges et surcharges :

. Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 23 \text{ kN/ml}$.

. Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 16.6 \text{ kN/ml}$.

III.1.2.5 Combinaisons de charges :

✓ À l'ELU

$$q_u = 1.35 (G_1 + G_2) + Q_u = 1.35 (2.63) + 23 = 26.55 \text{ kN/ml}.$$

✓ À l'ELS

$$q_s = (G_1 + G_2) + Q_s = (2.63) + 16.6 = 19.23 \text{ kN/ml}.$$

III.1.2.6 Calcul à l'ELU :

a. Détermination des efforts internes :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{26.55 \times 4.45}{2} = 59.07 \text{ kN}.$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{26.55 \times 4.45^2}{8} = 65.72 \text{ kN.m}.$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 65.72 = 55.86 \text{ kN.m}$.

. Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 65.72 = -19.72 \text{ kN.m}$

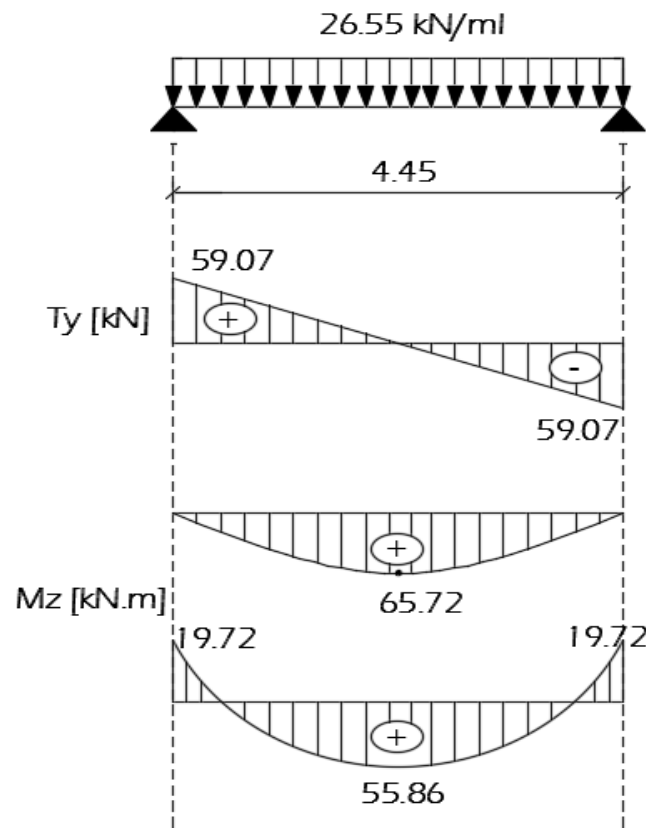


Figure III.1.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

b. Calcul des armatures :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{55,86.10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,120 < \mu_l = 0,392$$

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 $\mu = 0,120$: $\beta = 0,936$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{55,86.10^3}{0,936.33.348} = 5,20 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 14 = 6,15 \text{ cm}^2$.

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{19.72.10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{19.72.10^3}{0,979.33.348} = 1.75 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$

III.1.2.7 Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL 99) [3]**

$$A_{min} \geq 0,23.b_0.d.\frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(30)(33)\frac{2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 6,15 > 1.2 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 3.14 > 1.2 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 BAEL 99) [3]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{59.07.10^3}{300 \times 330} = 0.60 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Où :

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

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

Donc :

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

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

Où :

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

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{59.07 \cdot 10^3}{0.9 \times 330 \times 175.84} = 1.13 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

d. Ancrage des barres (A 6.1 ,221 BAEL 99) [3]

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

$$l_s = 35\varphi$$

. Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$ (Aux appuis).

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (En travée).

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 10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

. Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$

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

e. Influence de l'effort tranchant**· Au niveau des appuis (A. 5.1, 312 BAEL 99) [3]**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 59.0710^3}{400.10^2} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 6,15 \text{ cm}^2 > 1.70 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

· Sur le béton (A.5.1, 313 BAEL 99) [3]

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 59.07.10^3}{400.0,9.330} = 1 \text{ MPa} < \frac{0,8.25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

f. Calcul des armatures transversales (A.7.2, 2 BAEL 99) [3]

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 3 ; 1,4) = 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

g. Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1 ,22 BAEL 99) [3]

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

h. Section minimale d'armatures d'âme (A.5.1, 22 BAEL 99) [3]

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm²) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0.4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$


i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)[1]

1. Armatures longitudinales (A.7.5.2.1 du BAEL 99) [3]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

$$A_t = 4 \text{ HA } 14 + 4 \text{ HA } 10 = 6.15 + 3.14 = 9.29 \text{ cm}^2.$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_t = 9.29 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 5.25 \text{ cm}^2$.  La condition est vérifiée.

2. Armatures transversales (A. 7.5.2.2 du BAEL 99) [3]

✓ Armatures transversales minimales

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

✓ Zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8.75 ; 12) = 8.75 \text{ cm.}$$

$$\img alt="arrow" data-bbox="400 608 455 623"/> $S_t = 7 \text{ cm.}$$$

✓ Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm.}$$

$$\img alt="arrow" data-bbox="400 705 455 720"/> $S_t = 15 \text{ cm.}$$$

III.1.2.8 Calcul à l'ELS :

➤ Détermination des efforts internes

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{19.23 \times 4.45}{2} = 42.78 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{19.23 \times 4.45^2}{8} = 47.60 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

. En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 47.60 = 40.46 \text{ kN.m.}$

. Aux appuis : $M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 47.60 = -14.28 \text{ kN.m.}$

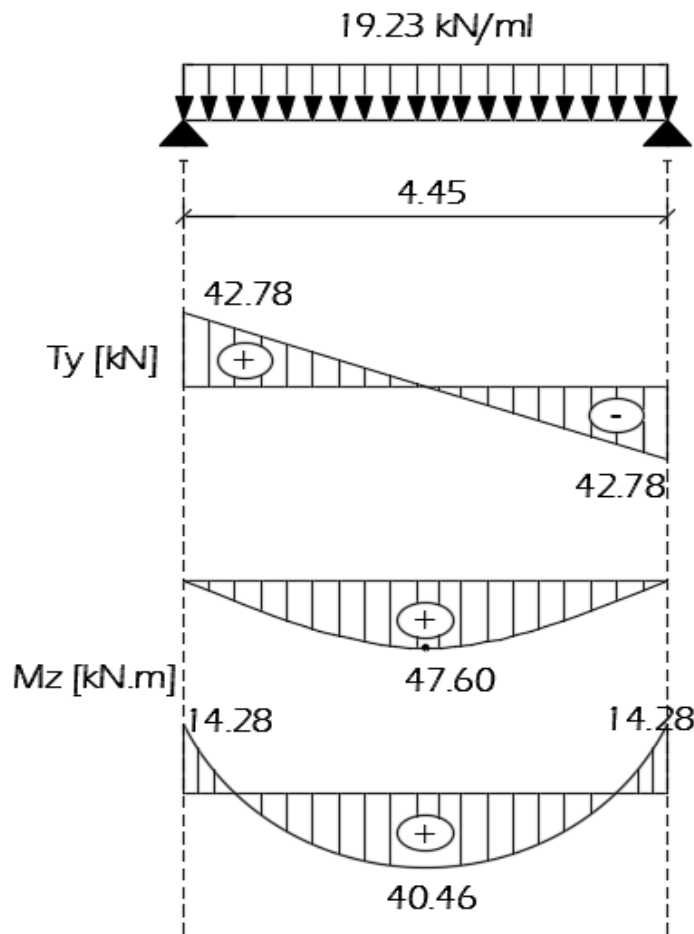


Figure III.1.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.1.2.9 Vérifications à l'ELS :

a. Etat limite de compression du béton

➤ En travée :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,15}{30 \cdot 33} = 0,621$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,62$: $\beta_1 = 0,884$; $K_1 = 28$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{40,46 \cdot 10^6}{0,884 \cdot 330 \cdot 6,15 \cdot 10^2} = 225,52 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225,52}{28} = 8,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,14}{30 \cdot 33} = 0,31$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,31$: $\beta_1 = 0,912$; $K_1 = 41,82$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{14,28 \cdot 10^6}{0,912 \cdot 330 \cdot 3,14 \cdot 10^2} = 151,11 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{151,11}{41,82} = 3,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et au milieu 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].

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] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{35}{445} = 0,078 > \frac{1}{16} = 0,0625. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0,078 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{46,32}{10 \times 54,50} = 0,085. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{6,15}{30 \times 33} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.1.2.10 Conclusion :

Le ferraillage retenu est le suivant

✓ **L'escalier :**

➤ **En travée**

- . **Armatures principales :** 5HA 10/ml ($S_t = 20$ cm).
- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25$ cm).

➤ **Aux appuis**

- . **Armatures principales :** 4HA 10/ml ($S_t = 25$ cm).
- . **Armatures de répartition :** 4HA 10/ml ($S_t = 25$ cm).

✓ **La poutre palière :**

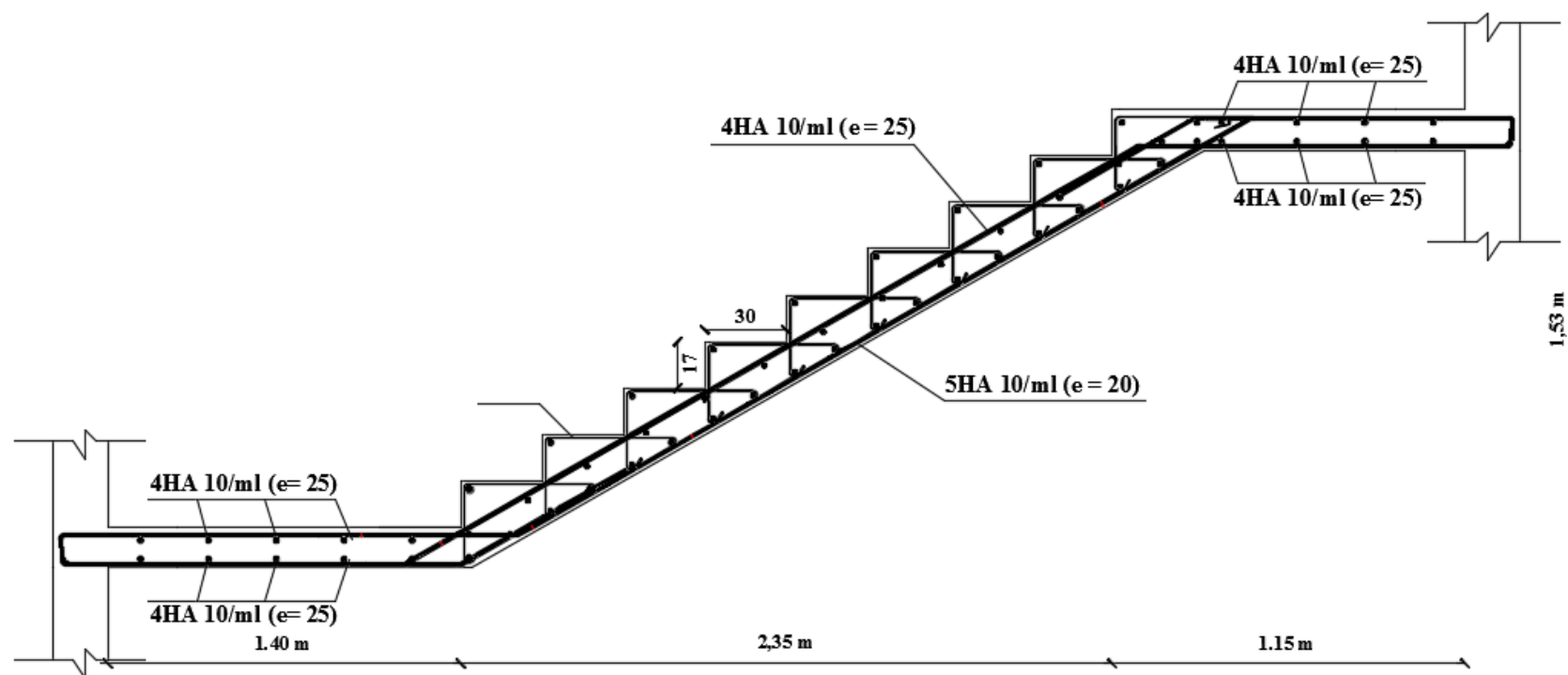
. **Armatures longitudinales :**

- . **Armatures supérieures (Aux appuis) :** 4HA 10.
- . **Armatures inférieures (En travée) :** 4HA 14.

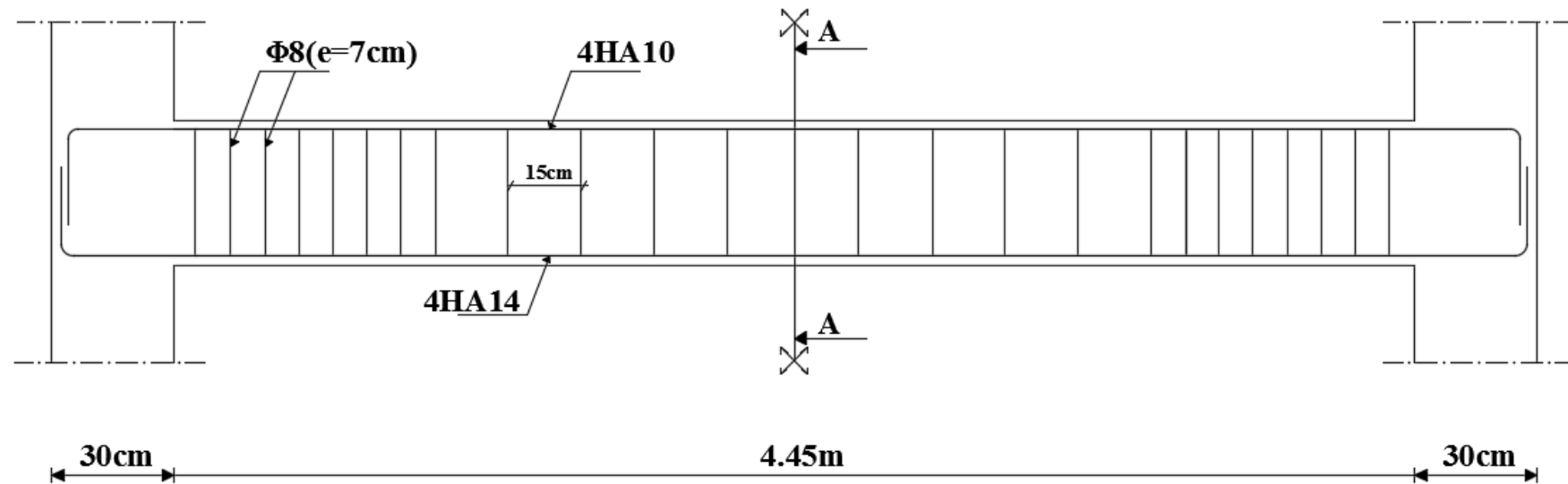
. **Armatures transversales :**

- . Un cadre et un étrier en HA 8.

Plan de ferraillage des escaliers



Plan de ferraillage de la poutre palière.



III.2 Les planchers :

III.2.1 Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. La structure en comporte deux types de planchers :

a. 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).

b. Plancher en dalle pleine :

Pour des difficultés de réalisation d'un plancher en corps creux, les aires triangulaires (par exemple) sont réalisées en dalle pleine d'une épaisseur de 20 cm qui permet d'assurer une bonne isolation acoustique, une résistance à l'incendie de plus de quatre heures (NF P 92-701) et une bonne résistance à la flexion.

III.2.2 Plancher en corps creux :

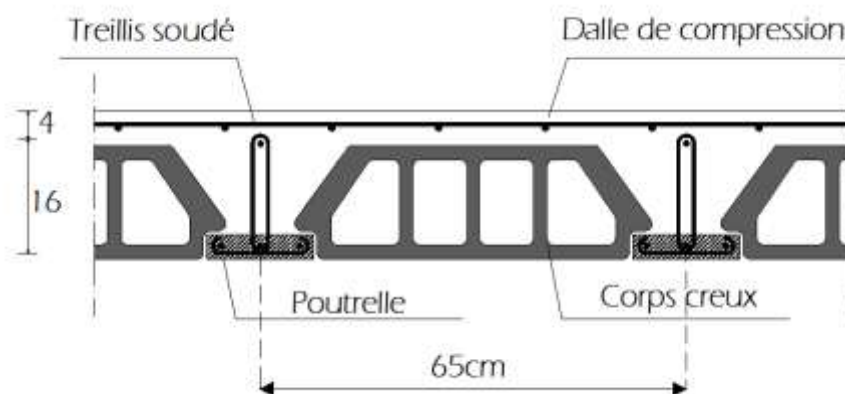


Figure III.2.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.2.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

-**33 cm** pour les armatures parallèles aux nervures.

-**20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

· **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

Avec :

- l : Distance entre axes des poutrelles ($l=65$ cm).
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e= 520$ MPa).

D'où :

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

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

· **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\Phi 5$ et de mailles (200x200) mm².

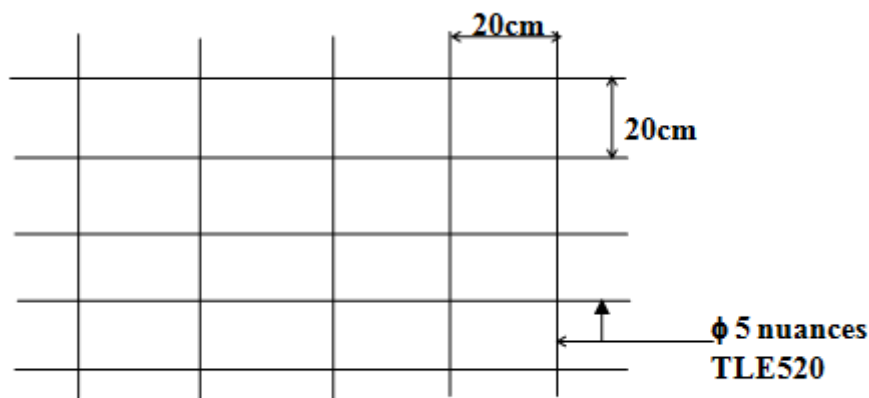


Figure III.2.2 : Treillis soudé de 200x200 TLE520.

III.2.2.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée. Le calcul quant à lui, se fait en deux étapes :

· **1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de l'ouvrier estimé à 100 kg.

· **Charges permanentes :**

. Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.

. Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$.

. $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.617 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

· **Surcharge d'exploitation :**

. Poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

· **Combinaison des charges à l'ELU :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

· **Moment maximal en travée :**

$$M_o = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.30^2}{8} = 5.79 \text{ KN.m.}$$

· **Effort tranchant maximal :**

$$T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = 5.375 \text{ KN.}$$

· **Calcul des armatures :**

Les dimensions de la section de la poutrelle sont les suivantes :

$b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_o}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.79 \cdot 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.5 > \mu_l = 0.392$$

$\mu = 8.5 > \mu_l = 0.392$  **La section est doublement armée.**

Remarque :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12×4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des

armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles pour éviter la flèche.

· **2^{ème} 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.

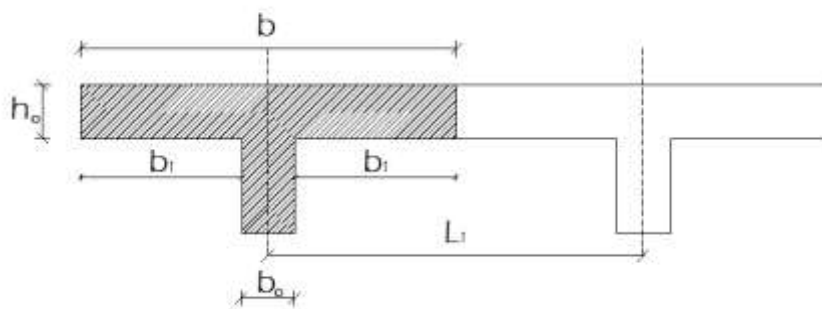


Figure III.2.3 : Dimensions de la section en Té.

Où :

- L_1 : Longueur entre axes des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).
- b_0 : Largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).
- h_0 : Épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).
- b_1 : Largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ($b_1 = 26.5$ cm).

· **Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :**

a. Plancher terrasse inaccessible :

- Poids propre du plancher : $G = 6.35 \times 0.65 = 4.1275$ KN/ml.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$ KN/ml.

➤ **A l'ELU :**

- $q_u = 1.35G + 1.5Q$
- $q_{u1} = 1.35 \times 4.1275 + 1.5 \times 0.65 = 6.547 \text{ Kn/ml.}$

➤ **A l'ELS :**

- $q_s = G + Q$
- $q_{s1} = 4.1275 + 0.65 = 4.78 \text{ Kn/ml.}$

b. Plancher d'étage courant :

- Poids propre du plancher : $G = 5.43 \times 0.65 = 3.53 \text{ Kn/ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ Kn/ml.}$

➤ **A l'ELU :**

- $q_{u2} = 1.35 \times 3.53 + 1.5 \times 0.975 = 6.23 \text{ Kn/ml.}$

➤ **A l'ELS :**

- $q_{s2} = 3.53 + 0.975 = 4.51 \text{ Kn/ml.}$

Remarque :

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.

· **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 travées et sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_o .

Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

1. Planchers à charge d'exploitation modérée, où : $Q \leq (5 \text{Kn/m}^2 ; 2G)$.
- 2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.
- 3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4- Cas de fissuration non préjudiciable.

· **Application de la méthode :**

Soit :

· α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées, où : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

· M_o : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante.

· M_t : La valeur maximale du moment dans la travée considérée, où :

· $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o]$. Dans une travée de rive.

· $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o]$. Dans une travée

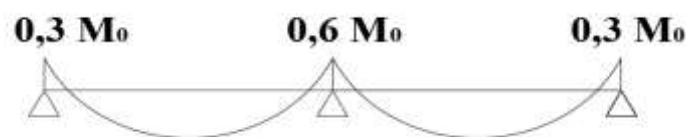
intermédiaire.

Avec :

· M_w et M_e : Sont respectivement, les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis sera au moins égale à :

✓ **Cas de deux travées :**



✓ Cas de trois travées :



✓ Cas de plus de trois travées :



. La valeur des efforts tranchants est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$. T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q.l}{2}$$

$$. T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q.l}{2}$$

. Remarque :

Les portées des différentes travées sont prises entre nus d'appuis.

. **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1- La fissuration est peu préjudiciable. \Rightarrow La condition est vérifiée.

2- La poutre à inerties transversales constantes. \Rightarrow La condition est vérifiée.


. **Plancher terrasse :**

$Q = 1 \text{ Kn/m}^2$ et $G = 6.35 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow 2G = 12.7 \text{ Kn/m}^2$. D'où :

$Q = 1 \text{ Kn/m}^2 < \max (12.7 \text{ Kn/m}^2 ; 5 \text{ Kn/m}^2) = 12.07 \text{ Kn/m}^2$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée. \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

. **Plancher d'étage courant :**

$Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$ et $G = 5.43 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow 2G = 10.86 \text{ Kn/m}^2$. D'où :

$Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2 < \max (10.86 \text{ Kn/m}^2 ; 5 \text{ Kn/m}^2) = 10.86 \text{ Kn/m}^2$. Donc le plancher est à charge d'exploitation modérée.  **La condition est vérifiée.**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{380} = 0.92 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{430} = 0.88 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{430}{420} = 1.02 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{430}{420} = 1.02 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

. Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable.

. 1^{er} type :

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

➤ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 4.20^2}{8} = 14.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 4.30^2}{8} = 15.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 3.80^2}{8} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 3.50^2}{8} = 10.03 \text{ KN.m}$$

Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1}{6.35 + 1} = 0.136 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.136	1.0408	0.5204	0.6204

1.a Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 14,44 = 4,332 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(14,44 ; 15,13) = 0,5 \times 15,13 = 7,565 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(15,13 ; 11,82) = 0,4 \times 15,13 = 6,052 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(11,82 ; 10,03) = 0,4 \times 11,82 = 4,728 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3(10,03) = 0,3 \times 10,03 = 3,009 \text{ KN.m}$$

1.b 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 :

. $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o]$. Dans une travée de rive.

. $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o ; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o]$. Dans une travée intermédiaire.

D'où :

✓ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

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

$$M_t^{AB} \geq \max[15,162 ; 15,03] - (4,332 + 7,565)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 15,162 - 5,95 = 9,212 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} . M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,136)}{2} . 14,44 = 8,96 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 9,212 \text{ KN.m}$

✓ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

- $M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B+M_C)/2$
 $M_t^{BC} \geq \max[15,88; 15,75] - (7,565+6,052)/2$
 $M_t^{BC} \geq 15,88-6,8= 9,08 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,136)}{2} \cdot 15,13 = 7,87 \text{ KN.m}$

On prend: $M_t^{BC} = 9,08 \text{ KN.m}$

✓ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

- $M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3\alpha)M_{03}] - (M_C+M_D)/2$
 $M_t^{CD} \geq \max[12,41; 12,3] - (6,052+4,728)/2$
 $M_t^{CD} \geq 12,41-5,39= 7,02 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,136)}{2} \cdot 11,82 = 4,97 \text{ KN.m}$

On prend: $M_t^{CD} = 7,02 \text{ KN.m}$

✓ **Etude de la travée DE :** (travée de rive)

- $M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D+M_E)/2$
 $M_t^{DE} \geq \max[10,53; 10,44] - (4,728+3,009)/2$
 $M_t^{DE} \geq 10,53-3,87= 6,66 \text{ KN.m}$
- $M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{04} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,136)}{2} \cdot 10,03 = 6,22 \text{ KN.m}$

On prend : $M_t^{DE} = 6,66 \text{ KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchants :

✓ **Travée AB :**

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6,547 \times 4,2)/2] + [(-7,565) - (-4,33)]/4,2 = 12,98 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6,547 \times 4,2)/2] + [(-7,565) - (-4,33)]/4,2 = -14,52 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,547 \times 4,3)/2] + [(-6,052) - (-7,565)]/4,3 = 14,43 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,547 \times 4,3)/2] + [(-6,052) - (-7,565)]/4,3 = -13,726 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(6,547 \times 3,8)/2] + [(-4,728) - (-6,052)]/3,8 = 12,79 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,547 \times 3,8)/2] + [(-4,728) - (-6,052)]/3,8 = -12,09 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(4,547 \times 3,5)/2] + [(-3,009) - (-4,728)]/3,5 = 8,45 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-4,547 \times 3,5)/2] + [(-3,009) - (-4,728)]/3,5 = -7,47 \text{ KN}$$

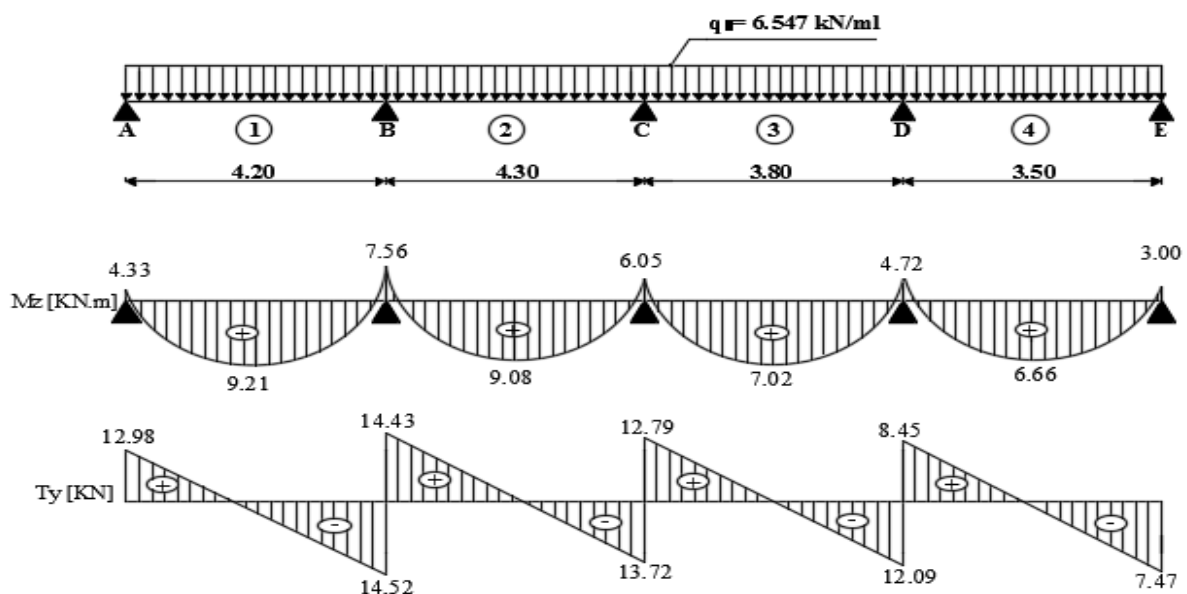


Figure III.2.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} type)

· 2^{ème} type :

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

➤ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 4.20^2}{8} = 14,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 4.30^2}{8} = 15,13 \text{ KN.m}$$

1.a Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 14,44 = 4,33 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,6(14,44 ; 15,13) = 0,6 \times 15,13 = 9,08 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 15,13 = 0,3 \times 15,13 = 4,54 \text{ KN.m}$$

1.b Calcul des moments en travées :

✓ Etude de la travée AB :(travée de rive)

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

$$M_t^{AB} \geq \max[15,162 ; 15,03] - (4,332 + 9,078)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 15,162 - 6,705 = 8,457 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,136)}{2} \cdot 14,44 = 8,96 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{AB} = 8,96 \text{ KN.m}$

✓ Etude de la travée BC : (travée de rive)

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

$$M_t^{BC} \geq \max[15,88 ; 15,75] - (9,078 + 4,539)/2$$

$$M_t^{BC} \geq 15,88 - 6,8 = 9,38 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_{02} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,136)}{2} \cdot 15,13 = 9,39 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_t^{BC} = 9,39 \text{ KN.m}$

2. Calcul des efforts tranchants :

✓ Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6,547 \times 4,2)/2] + [(-9,078) - (-4,332)]/4,2] = 12,62 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6,547 \times 4,2)/2] + [(-9,078) - (-4,332)]/4,2] = -14,88 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,547 \times 4,3)/2] + [(-4,539) - (-9,078)]/4,3] = 15,13 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,547 \times 4,3)/2] + [(-4,539) - (-9,078)]/4,3] = -13,02 \text{ KN}$$

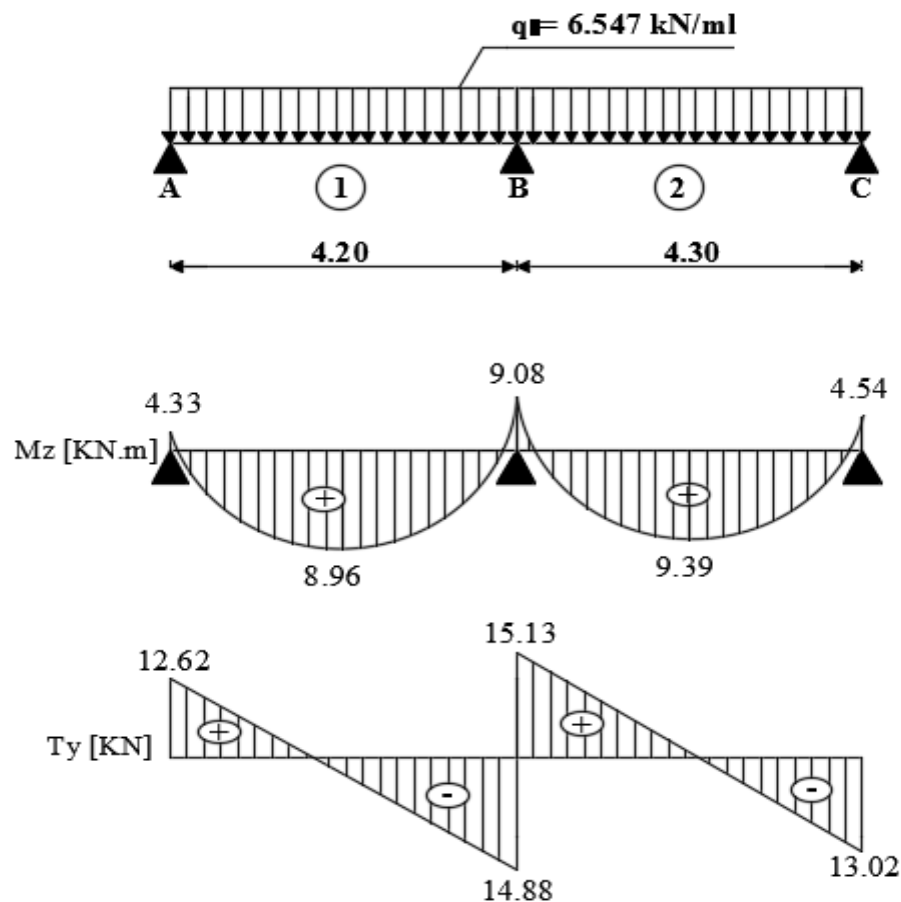


Figure III.2.5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2^{ème} type).

3^{ème} type :

1. Calcul des moments sur appuis et en travées :

- Calcul des moments fléchissant :
- ✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{6.547 \times 4.20^2}{8} = 14,44 \text{ KN.m}$$

1.a Calcul des moments en travées :

$$M_{LAB} = 0,85M_0 = (0,85)14,44 = 12,27 \text{ KN.m}$$

1.b Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = M_B = 0,3M_0 = 0,3 \times 14,44 = 4,33 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des efforts tranchants :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB}) / 2] = [(6,547 \times 4,2) / 2] = 13,75 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB}) / 2] = [(-6,547 \times 4,2) / 2] = -13,75 \text{ KN}$$

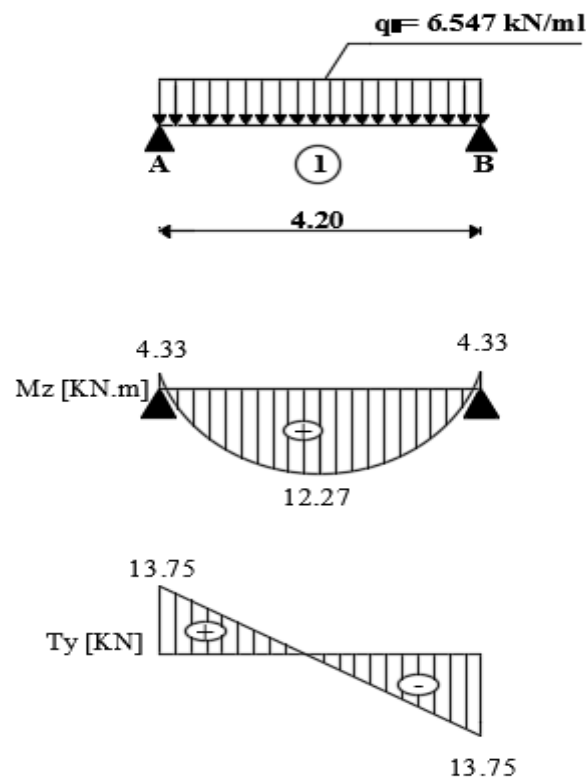


Figure III.2.6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3^{ème} type).

III.2.2.3 Calcul des armatures:

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 12,27$ KN.m, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 9,08$ KN.m

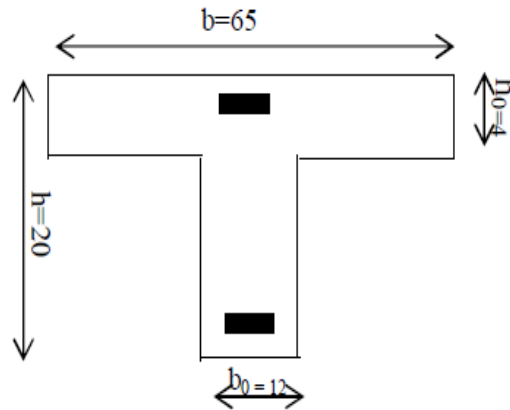


Figure III.2.7: Dimensions de la section en Te.

$$\begin{cases} d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Moment équilibré par la table de compression :**
- **Armatures longitudinales :**
- **En travée : $M_t^{\max} = 12,27$ KN.m.**

$$M_o = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ kN.m.}$$

$$M_t^{\max} = 12,774 \text{ kN.m} < M_o = 59,07 \text{ kN.m.}$$

Donc, 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 $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,27 \cdot 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392$$

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 $\mu = 0.041$: $\beta = 0.979$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,27 \cdot 10^3}{0,979 \cdot 18 \cdot 348} = 2.00 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3HA 14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

· **Aux appuis : $M_a^{max} = 9.08 \text{ KN.m}$.**

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12x20 cm²)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.08 \cdot 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.062$: $\beta = 0.910$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.08 \cdot 10^3}{0,910 \cdot 18 \cdot 348} = 1.59 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 1HA12 + 1HA8 = 1.63 \text{ cm}^2$.

III.2.2.4 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL 99) [3]

· **En travée :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(65)(18) \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sur appuis :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(12)(18) \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.63 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Armatures transversales (A.7.2, 21 du BAEL 99) [3]**

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

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; 12 ; \frac{120}{10} \right\} = 5,71 \text{ mm on prend } \phi_t = 0,6 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } 2\phi_6 \quad \Rightarrow \quad A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

a. Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [3]

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\cdot \tau_1 = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{15,13.10^3}{120.180} = 0.70 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

Où :

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

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

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

· $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{15,13 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 0.708 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.708 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

c. Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL 99)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_a = 25 \text{ cm.}$$

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

On doit vérifier que :

➤ Pour le béton :

$$T_u^{max} \leq \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9db_o = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } T_u^{max} = 15,13 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Pour l'acier :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} (T_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9d} \right|)$$

$$A_a = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma}{f_e} (T_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9d} \right|) = \frac{1,15}{40} (15,13 - \frac{9,078}{0,9 \times 0,18}) = -1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,63 \text{ cm}^2 > -1.17 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.2.5 Vérifications à l'ELS : ($q_s = 4.78 \text{ KN/ml}$)

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 q_u . 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.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.78}{6.547} = 0.73$$

1^{er} Type :**➤ Moments aux appuis :**

$$M_A = 4.33 \times 0.73 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7.56 \times 0.73 = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 6.05 \times 0.73 = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.72 \times 0.73 = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.00 \times 0.73 = 2.20 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

$$M_t^{AB} = 9.21 \times 0.73 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 9.08 \times 0.73 = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 7.02 \times 0.73 = 5.125 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 6.66 \times 0.73 = 4.86 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :**✓ Travée AB :**

$$T_A = 12.98 \times 0.73 = 9.475 \text{ KN}$$

$$T_B = -14.52 \times 0.73 = -10.599 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = 14.43 \times 0.73 = 10.534 \text{ KN}$$

$$T_C = -13.72 \times 0.73 = -10.02 \text{ KN}$$

✓ Travée CD :

$$T_C = 12.79 \times 0.73 = 9.34 \text{ KN}$$

$$T_D = -12.09 \times 0.73 = -8.83 \text{ KN}$$

✓ Travée DE :

$$T_D = 8.45 \times 0.73 = 6.17 \text{ KN}$$

$$T_E = -7.47 \times 0.73 = -5.45 \text{ KN}$$

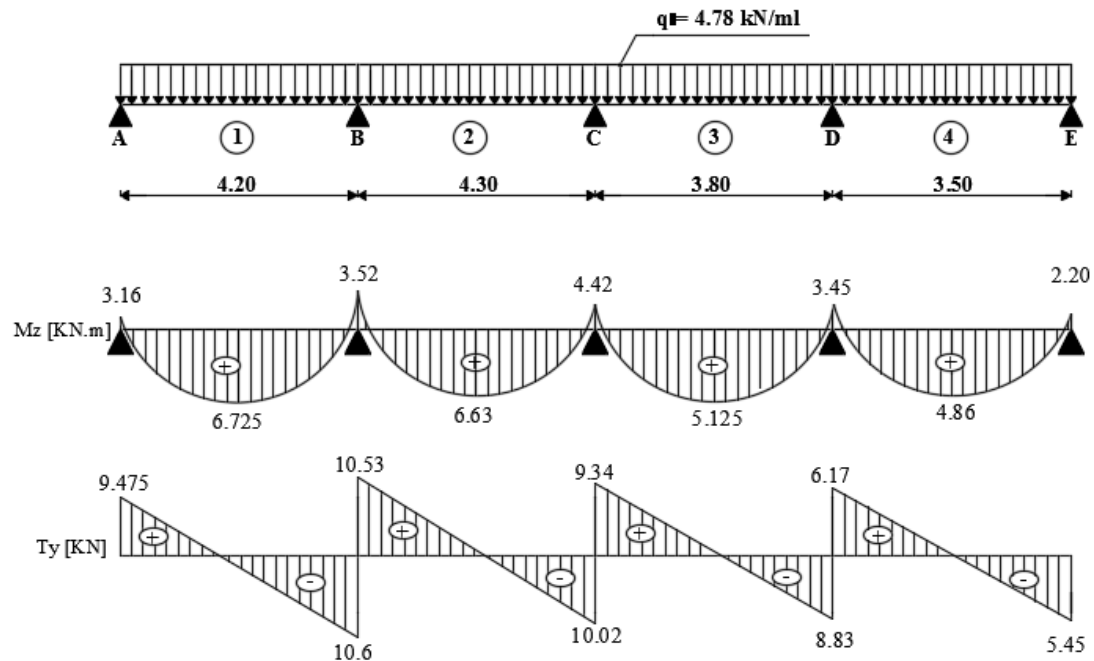


Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (1^{er} type)

· 2^{ème} type :

➤ Moments aux appuis :

$$M_A = 4.33 \times 0.73 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 9.08 \times 0.73 = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.54 \times 0.73 = 3.31 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

$$M_t^{AB} = 8.96 \times 0.73 = 6.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 9.39 \times 0.73 = 6.85 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

✓ Travée AB :

$$T_A = 12.62 \times 0.73 = 9.21 \text{ KN}$$

$$T_B = -14.88 \times 0.73 = -10.86 \text{ KN}$$

✓ Travée BC :

$$T_B = 15.13 \times 0.73 = 11.04 \text{ KN}$$

$$T_C = -13.02 \times 0.73 = -9.50 \text{ KN}$$

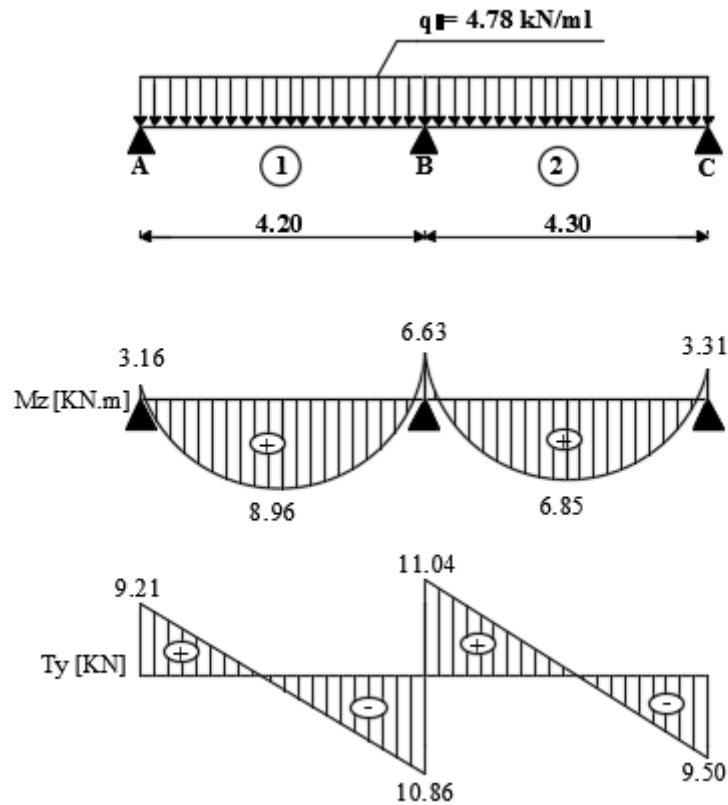


Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (2^{ème} type).

3^{ème} type :

$$M_0 = 12.27 \times 0.73 = 8.96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = 4.33 \times 0.73 = 3.16 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_A = 13.75 \times 0.73 = 10.04 \text{ KN}$$

$$T_B = -13.75 \times 0.73 = -10.04 \text{ KN}$$

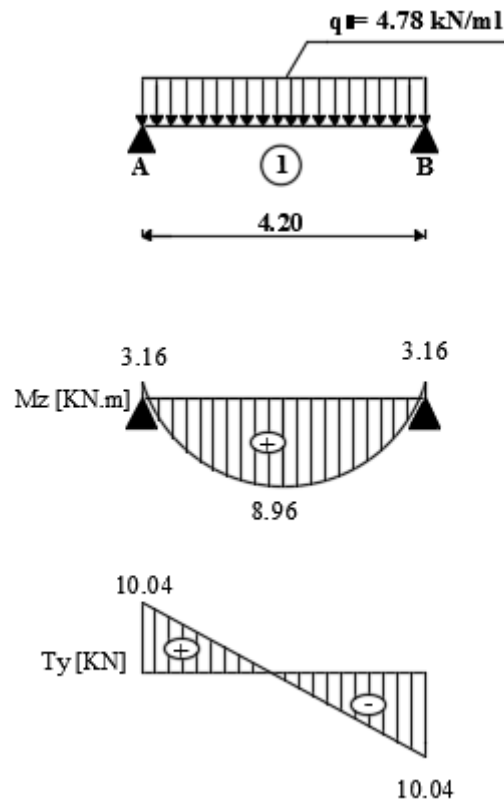


Figure III.2.10 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU (3^{ème} type).

1. Etat limite de résistance du béton à la compression : (A 4.5, 2 du BAEL 99)

a. Aux appuis :

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

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

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.63}{12 \times 18} = 0.754 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.875 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 25$$

$$M_a = 6.627 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{6.627 \times 10^6}{0.875 \times 180 \times 1.63 \times 10^2} = 258.136 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{258.136}{25} = 10.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est}$$

vérifiée.

b. En travée :

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.139 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.819 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 12.62$$

$$M = 8.96 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{8.96 \times 10^6}{0.819 \times 180 \times 4.62 \times 10^2} = 131.155 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{131.55}{12.62} = 10.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5, 32 du BAEL 99) [3].

3. Etat limite de déformation :

Les règles (B.6.8, 424 BAEL 99), 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 :

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

Avec :

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

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.

$$\frac{20}{420} = 0,047 \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \text{ C.V}$$

$$\frac{20}{420} = 0,047 \leq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \times \frac{8.96}{11.048} = 0,054 \text{ C.N.V}$$

$$\frac{1,63}{12 \times 18} < \frac{3.6}{400} \text{ C.V}$$

La 2 ème condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

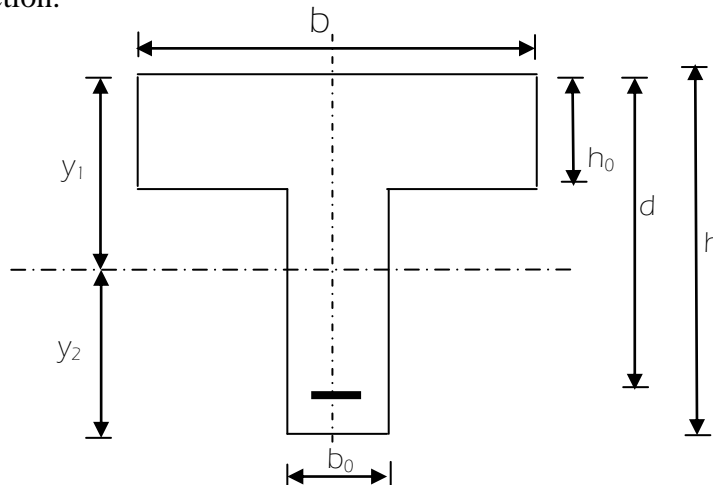
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

➤ **Calcul des paramètres :**

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18) \end{aligned}$$

$$S_{xx'} = 4071.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4.62) = 521.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$y_1 = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 25629.66 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 2,14.10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 131.155 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0214 \times 131.155 + 2,1} ; 0 \right) = 0,724$$

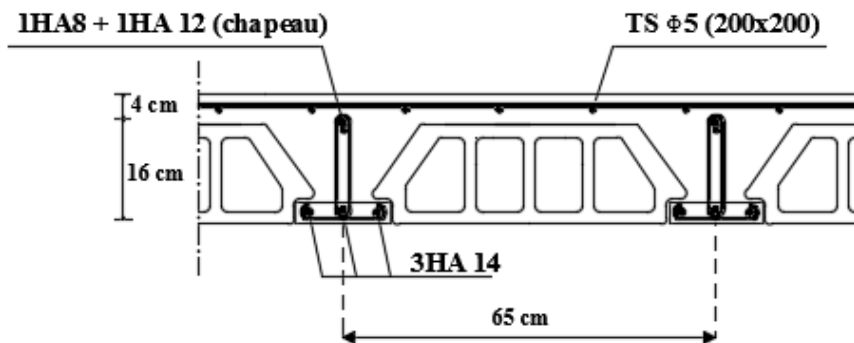
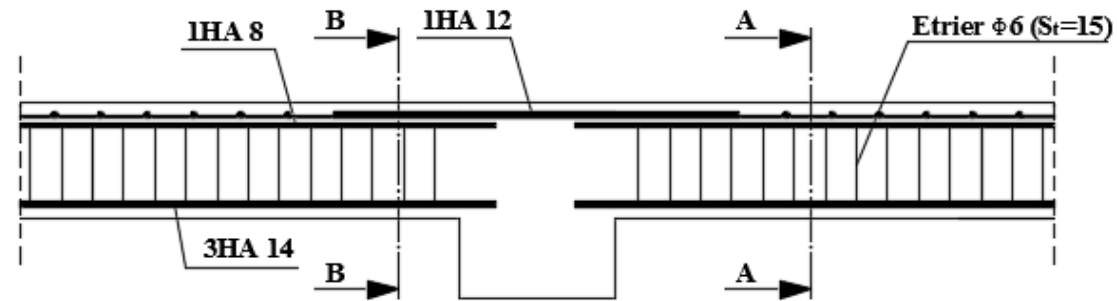
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 2,14.10^{-2}} = 0.787$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 25629.66}{1 + (0,724 \times 0.787)} = 17959.51 \text{ cm}^4$$

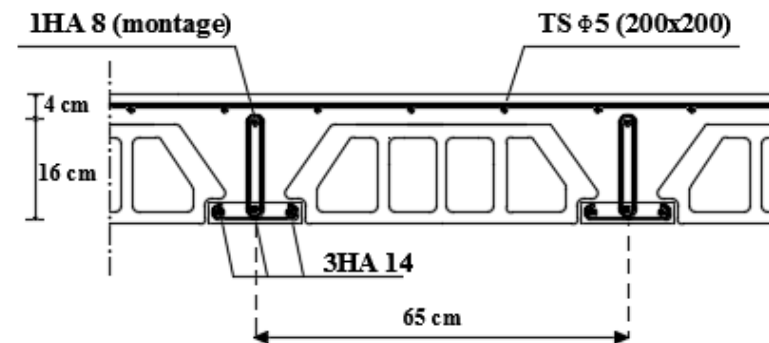
$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8.96 \times 10^6 \times (4200)^2}{10 \times 10818,865 \times 17959.5 \times 10^4} = 8.13 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$$

$$f \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$



Coupe B-B



Coupe A-A

III.3 Les balcons :

III.3.1 Introduction :

Le balcon est une plate-forme qui se dégage du mur d'un bâtiment. C'est une composante importante de l'architecture de la façade de ce dernier.

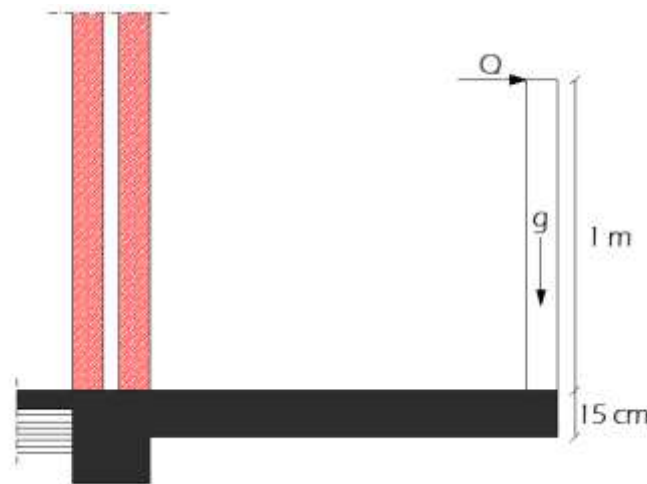


Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon.

Ce type de balcon se calcule comme une console encastrée à une extrémité et libre à l'autre sous l'action de son poids propre (G), du poids du garde-corps (g) qui engendre un moment au niveau de l'encastrement.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

. Poids propre du balcon : $G = 5.33 \times 1 = 5.33 \text{ kN/ml}$ ($G = 5.33 \text{ kN/m}^2$; a été déterminé dans le 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.

➤ **Surcharges d'exploitations :**

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/ml. . (DTR B.C.2.2)}$$

III.3.3 Combinaisons de charges

✓ **À l'ELU**

. Charge uniforme : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.45 \text{ kN/ml.}$

. Charge concentrée : $g_u = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/ml.}$

✓ **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.3.4 Calcul à l'ELU :

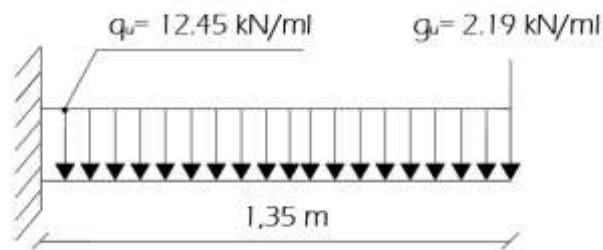


Figure III.3.2 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELU.

✓ **Calcul du moment fléchissant provoqué par la charge Q_u**

$$M_u = - \frac{q_u \cdot l^2}{2} - g_u \cdot l = - \frac{12.45 \times 1^2}{2} - 2.19 \times 1 = - 8.415 \text{ kN.m.}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = (q_u \cdot l) + g_u = 12.45 \times 1 + 2.19 = 14.64 \text{ kN.}$$

✓ **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m).

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8.415.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_1 = 0.392$$

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 $\mu = 0.035$: $\beta = 0.9825$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.415 \times 1000}{0,9825 \times 13 \times 348} = 1.893 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 99 [3], Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3 A_{adoptée} = 1.047 \text{ cm}^2$. Soit : $4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.3.5 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2 ,1 BAEL 99) [3]

$$A_{min} \geq 0,23.b_0.d.\frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(100)(13)\frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$A = 3.14 > 1.57 \text{ cm}^2$.  La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99) [3]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{14,64.10^3}{1000 \times 130} = 0.112 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.112 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A 4.2.1 BAEL 99) [3]

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 14,64 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

Où :

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

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

. $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm.}$

$$\tau_{se} = \frac{14,64 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

e. Ancrage des barres (A 6.1 ,221 du BAEL 99) [3]

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm}$$

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

$$l_s = 35\phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 15 \text{ cm}$.

f. Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

Armatures de répartitions : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$

III.3.6 Vérifications à l'ELS :

. Charge uniforme : $q_s = G + Q = 5,33 + 3,5 = 8,83 \text{ kN/ml}$.

. Charge concentrée : $g_s = g = 1,62 \text{ kN/ml}$.

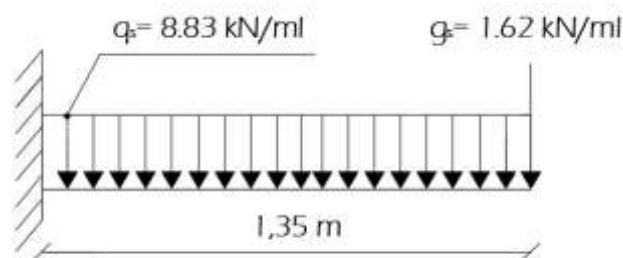


Figure III.3.3 : Schéma statique de calcul du balcon à l'ELS.

✓ Calcul du moment fléchissant

$$M_s = - \frac{q_s l^2}{2} - g_s l = - \frac{8,83 \times 1^2}{2} - 1,62 \times 1 = -6,035 \text{ kN.m}$$

✓ Etat limite de compression du béton

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.24$: $\beta_1 = 0.921$; $K_1 = 48.29$.

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{6.035 \cdot 10^6}{0.921 \cdot 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 160.53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160.53}{48.29} = 3.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.7 Vérification de la flèche :

D'après l'article B.6.5, 1 du BAEL 99 [3], on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.15 > \frac{M_s}{10 \cdot M_0} = \frac{6.035}{10 \times 6.035} = 0.1. \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

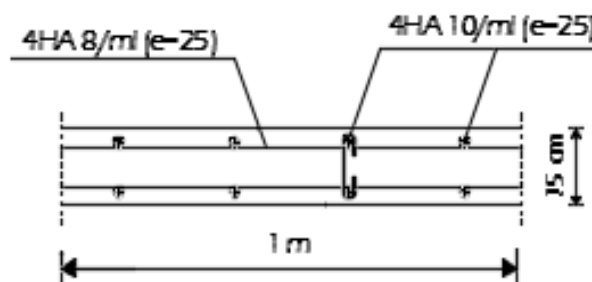
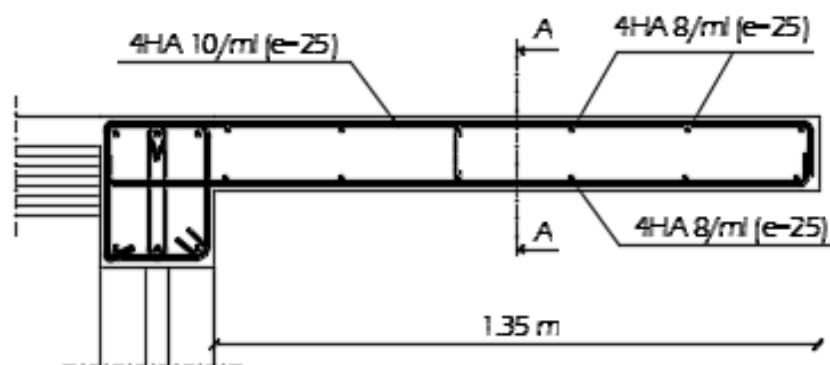
$$\cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- . Armatures principales : 4 HA10 ($S_t = 25\text{cm}$).
- . Armatures de repartition : 4HA8 ($st = 25\text{cm}$).

Plan de ferrailage
des balcons.

Coupe A-A

III.5 L'acrotère :

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau des poutres périphériques.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

III.5.2 Dimensions :

- . Hauteur : $h = 60$ cm.
- . Épaisseur : $h_0 = 10$ cm.
- . Enrobage : $c = c' = 3$ cm.
- . Surface totale : $S = 0.069$ cm².

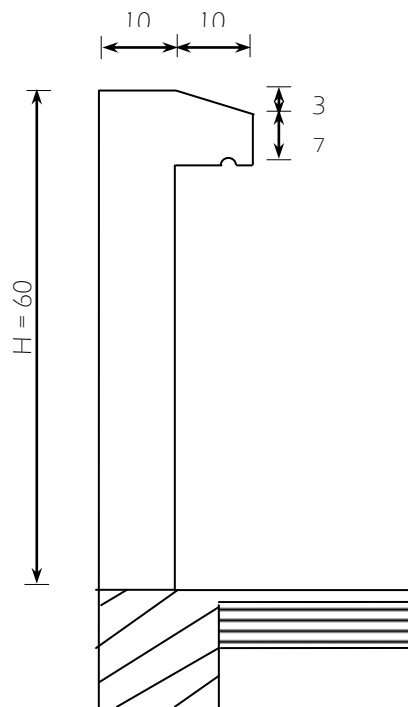


Fig III.5.1: Coupe verticale de l'acrotère

III.5.3 Chargement :

$$\text{. Poids propre : } G = S \times \rho = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

ρ : Masse volumique du béton armé ($\rho = 25 \text{ kN/m}^3$)

. $P = 1 \text{ kN/ml}$

III.5.4 Détermination des sollicitations

. Effort normal dû au poids propre : $N = G \cdot 1 = 1.712 \text{ kN}$

. Effort tranchant : $T = P \cdot 1 = 1 \text{ kN}$

. Moment dû à l'effet de la main courante : $M = P \cdot h \cdot 1 = 0.6 \text{ kNm}$

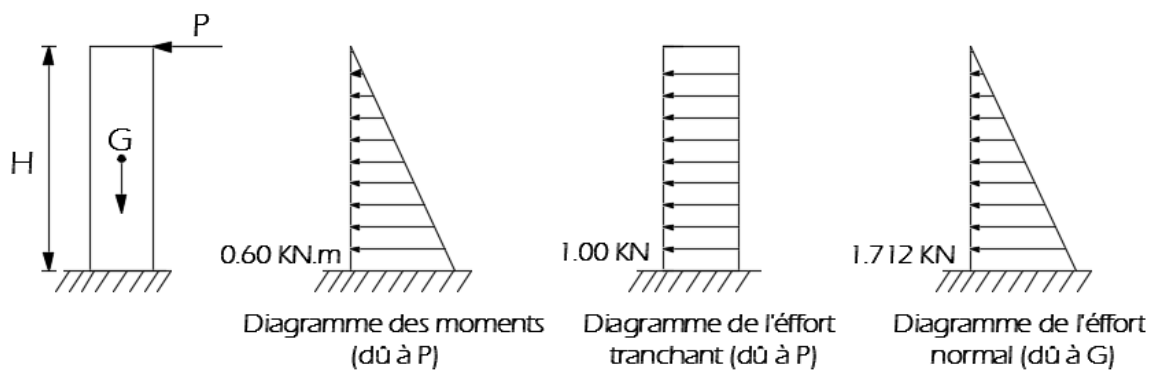


Fig III.5.2: Schémas statiques de l'acrotère .

III.5.5 Combinaison des Charges :

➤ **ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$**

. Effort normal de compression : $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.712 = 2.3112 \text{ kN}$.

. 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 : $N_s = G = 1.712 \text{ kN}$.

. Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$.

. Moment de renversement : $M_s = M = 0.60 \text{ kN .m}$

III.5.6 Calcul à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée encastrée à la base et libre à l'extrémité (console).

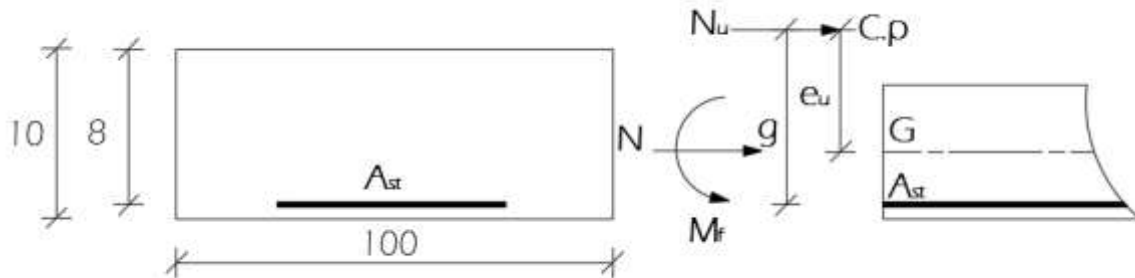


Figure III.5.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

- . Cp : Centre de pression.
- . e_u : Excentricité.
- . g : Distance entre le CDG des armatures tendues et le centre de pression.
- . M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,3112} = 0,3894m$$

$$e_u = 38,94 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow e_u = 38.94 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est

partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g, \quad g = e_u + (h/2 - c) = 0,3894 + (0,1/2 - 0,02) = 0,4194 \text{ m.}$$

$$M_f = 2,3112 \times 0,4194 = 0,9693 \text{ KN.m}$$

✓ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,9693 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0106 < \mu_l = 0,392$$

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

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

✓ Les armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,9693 \cdot 10^6}{0,995 \times 80 \times 348} = 34,992 \text{ mm}^2 = 0,349 \text{ cm}^2$$

c. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est:

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,349 - \frac{2,3112}{34,8} = 0,282 \text{ cm}^2.$$

$$\cdot A_{st \text{ ELU}} = 0,282 \text{ cm}^2.$$

$$\cdot A_{sc \text{ ELU}} = 0 \text{ cm}^2.$$

III.5.7 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité A 4.2.1 BAEL99) [3]

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \quad (\text{Pratiques du BAEL})$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{35,04 - 0,455 \times 8}{35,04 - 0,185 \times 8} = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ELU}} = 0,282 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée pas 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 :

$A_{st} = A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2$. Soit : $A_{\text{adopté}} = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition : (A.8.2, 41 du BAEL 99) [3].

$$A_r = A_{\text{adoptée}} / 3 = 2,01 / 3 = 0,67 \text{ cm}^2.$$

$$A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 18 \text{ cm}$$

b. Vérification aux cisaillements : (A.5.1, 211 du BAEL 99) [3]

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}.$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement.

$$V_{\max} = T$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{t28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = 0,018 \leq \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} , 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

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

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 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Où :

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

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

Donc :

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

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

Où :

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

. $\sum \mu_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

d. vérification des espacements des barres (BAEL 99 A.4.5, 33) [3]

La fissuration est préjudiciable ; donc $St \leq \min\{2h ; 25\text{cm}\} = 20 \text{ cm}$

h = 10 cm (l'épaisseur de la section de l'acrotère).

On a adopté un espacement de **20 cm** \Rightarrow Condition est vérifiée.

III.5.8 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...) La fissuration est donc considérée préjudiciable.

$e_s = 35.04 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$ La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{st} : \text{Contrainte dans les aciers tendus.} \\ \sigma_{sc} : \text{Contrainte dans les aciers comprimés.} \\ \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé.} \\ \bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus} \\ \bar{\sigma}_{sc} : \text{Contrainte limite dans les aciers comprimés.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimé.} \end{array}$$

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n y a pas lieu de vérifier car il n y a pas acier comprimée. (SSA)

➤ contrainte limite dans l'acier :

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

$\eta = 1,6$ (Barre H.A)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266, 67; 201, 63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201, 63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \cdot 10^6}{0,9 \times 80 \times 201} = 40,558 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ contrainte limite dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,920$ et $\alpha = 3(1-\beta_1) = 0,240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,558 = 0,852 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Vérification de l'acrotère au séisme (A.6.2.3 RPA 99) [3]

D'après le (RPA 99/2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.712 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

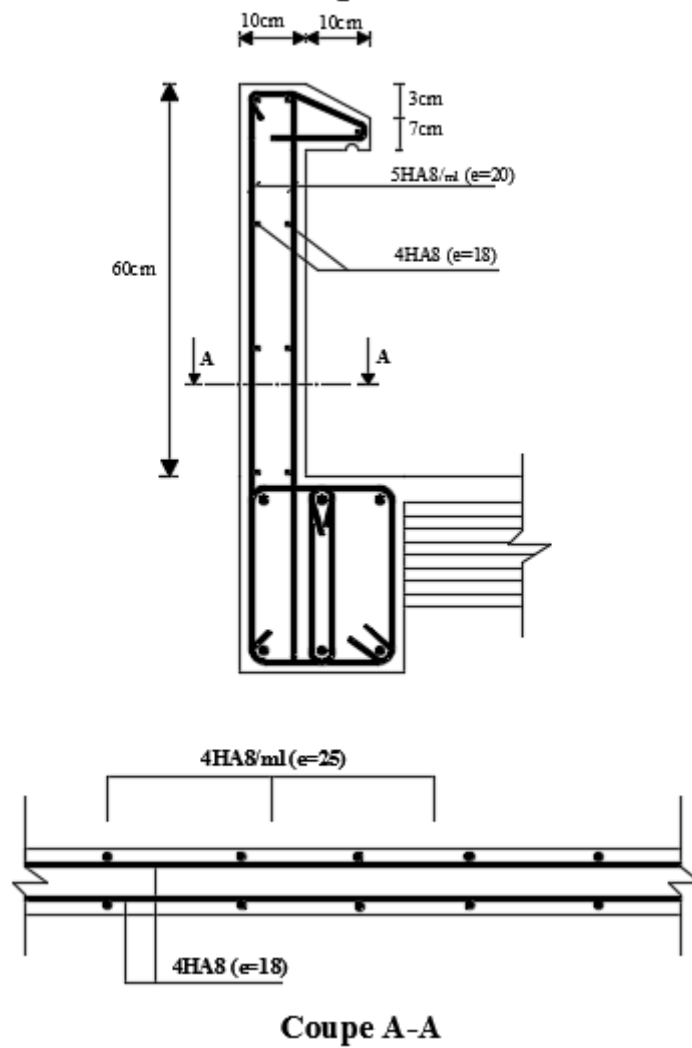
Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique **F_p**, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51\text{cm}^2$
- Armatures secondaires : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

Plan de ferrailage de l'acrotère



III.4 La poutre de chaînage :

III.4.1 Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.4.2 Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

➤ **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : la portée libre maximale entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10}$$



Ce qui donne : $28.66 \leq h_t \leq 43$



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

➤ **Largeur de la poutre :**

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21$$



On prend : $b = 25\text{cm}$.

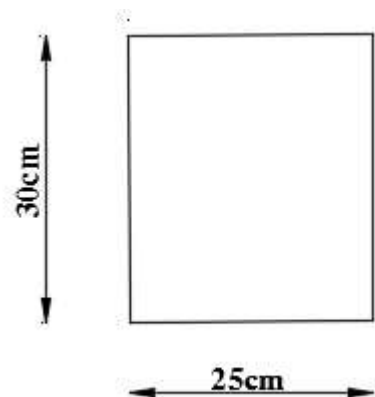
III.4.3 Vérification des exigences de l'article 7.5.1 RPA99/2003 [1]

$$h_t = 30\text{cm} \geq 30$$

$$b = 25\text{cm} \geq 20$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

condition vérifiée.



Conclusion :

Les dimensions retenus sont : $h_t = 30\text{cm}$, $b = 25\text{cm}$

III.4.4 Calcul des charges et surcharges :

➤ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur extérieur : $(3.06 - 0.3) \times 2.4 = 6.624 \text{ kN/ml}$
- Poids du plancher : $5.73 \times \frac{0.65}{2} = 1.862 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 10.36 \text{ kN/ml.}$$

➤ La surcharge d'exploitation :

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

$$Q = 0.487 \text{ kN/ml.}$$

III.4.5 Combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.121 + 1.5 \times 0.487 = 14.72 \text{ kN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q = 10.121 + 0.487 = 10.85 \text{ kN/ml}$.

III.4.6 Calcul à l'ELU :

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

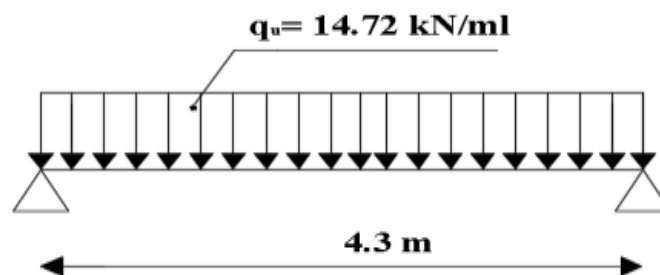


Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.4.7 Calcul des efforts internes :

➤ ELU :

• Les moments fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{14.72 \times 4.30^2}{8} = 34.02 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

- 0.85 M_{\max} en travées.
- 0.30 M_{\max} aux appuis.

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

✓ **En travée :** $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 34.02 = 28.92 \text{ KN.m}$

✓ **Aux appuis :** $M_a = M_b = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 34.02 = -10.21 \text{ KN.m}$

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.72 \times 4.30}{2} = 31.65 \text{ KN.}$$

- **Les efforts tranchant :**

$$T_A = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.72 \times 4.30}{2} = 31.65 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{-q_u L}{2} = \frac{-14.72 \times 4.30}{2} = -31.65 \text{ KN}$$

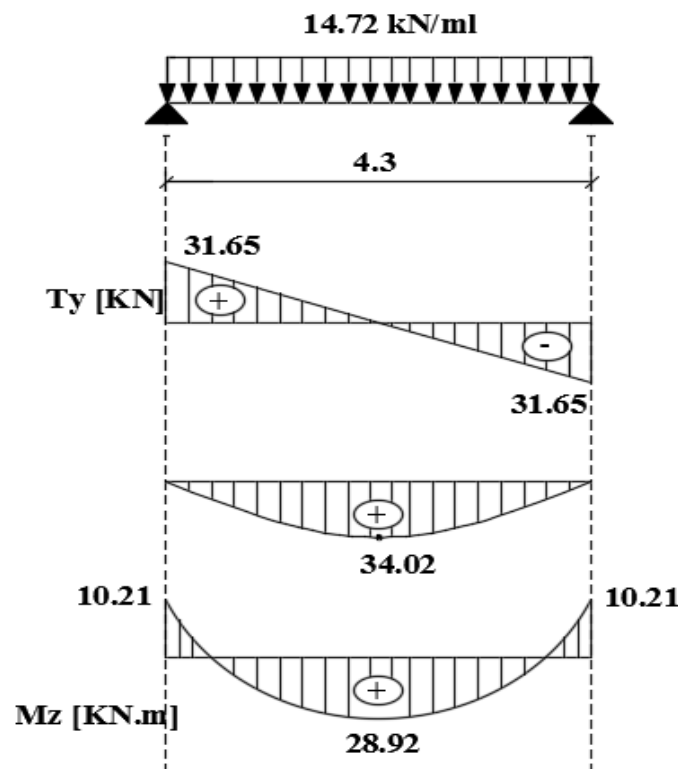


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 25\text{cm}, c = 3\text{cm}, d = 27\text{cm}$$

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,92 \cdot 10^6}{250 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,11 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,13 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,92 \cdot 10^3}{0,942 \cdot 27 \cdot 348} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

· Choix des armatures :

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

· Armatures de répartition

$$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1,15 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 3\text{HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

✓ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,21 \cdot 10^6}{250 \cdot 270^2 \cdot 14,2} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,039 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,21 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 27 \cdot 348} = 1,11 \text{ cm}^2.$$

· Choix des armatures :

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

· Armatures de répartition

$$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1,15 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } 3\text{HA } 8 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

III.4.8 Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité :(A.4.2.1 du BAEL99) [3]

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appuis :** $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée :** $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [3]**

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b d} = \frac{31.65 \cdot 10^3}{250 \cdot 270} = 0.468 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition est vérifiée.}$$

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 :**

1. **Dans le béton : (A.5.1, 313 du BAEL99) [3]**

$$T_u \leq 0.4 b d 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 31.65 < 0.4 \cdot 25 \cdot 270 \cdot 0.9 \cdot \frac{2.5}{1.5} = 405 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2. **Dans les aciers : (A.5.1, 321 du BAEL 99) [3]**

$$A_a > \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A_a > \frac{1.15}{400} \left(31.65 \cdot 10^3 + \frac{-10.21}{0.9 \cdot 27} \cdot 10^5 \right) \cdot 10^{-2} = -0.21$$

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > -0.29 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence : (A.6.1.3 du BAEL99) [3]**

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

Où :

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

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

Donc :

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

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

Où :

. $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi$)

$$\sum \mu_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.65 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 270 \cdot 131.88} = 0.98 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.92 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

- **Vérification de la longueur de scellement : (Art A.6.1.221 du BAEL 99)**

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

. Pour les HA 8 : $l_s = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$

. Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm.}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre de chainage, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

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

. Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 49 = 19.6 \text{ cm.}$

Finalement :

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

- Les armatures transversales :(A.7.2, 2 du BAEL 99) [3]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min(1,4; \frac{30}{35} = 0,85; \frac{25}{10} = 2,5) = 0,85 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,5 \text{ mm}$$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier.

Donc :

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

- Espacement des armatures transversales (A.5.1, 22 BAEL 99)

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9.27 ; 40) = \min(24.3; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

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

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4 \text{ Mpa} \implies \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,6 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ Mpa} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Armature transversale :

D'après le RPA (99/2003), l'espacement est donné selon deux zones :

✓ En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min(7,1 ; 16,8 ; 30) = 7,5 \implies S_t = 7,5 \text{ cm.}$$

✓ En zone courante (travée) :

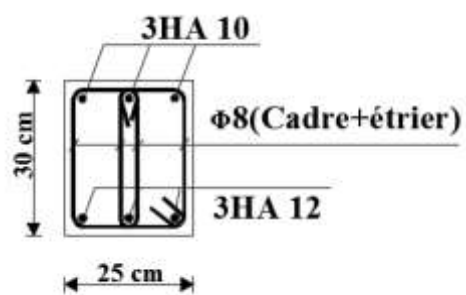
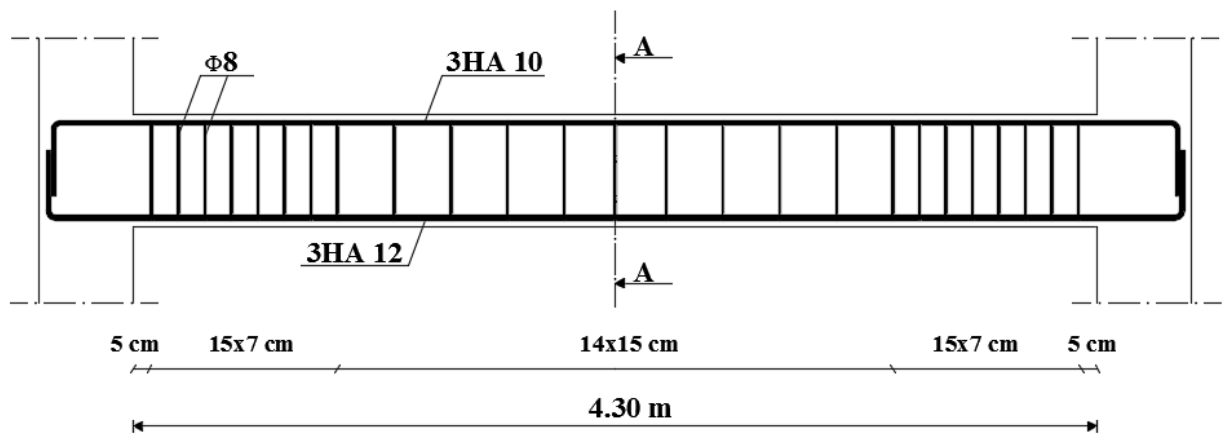
$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ , Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Selon le RPA (99/2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$$A_t > 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.125 \text{ cm}^2 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

**Plan de ferrailage
de la poutre de chaînage.**



III.6 La dalle salle machine :

III.6.1 Introduction :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 29.54m; un ascenseur est prévu pour faciliter le déplacement vertical entre les différents niveaux. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contre poids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions $(2,00 \times 2,40) = 4,8 \text{ m}^2$ 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 9 tonnes (90 kN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à $V = (1\text{m/s})$.

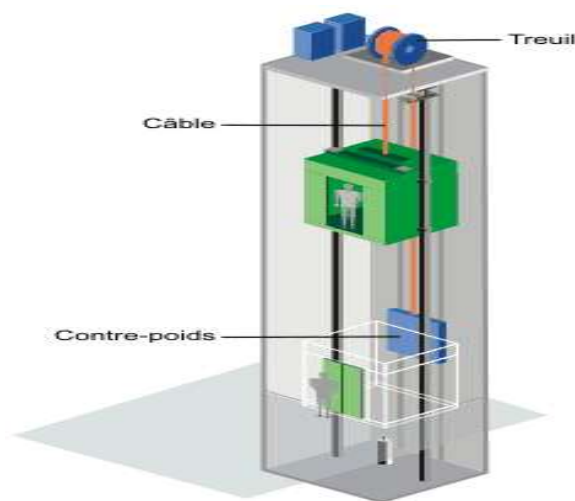


Figure III.6.1 : Schéma d'Ascenseur.

III.6.2 Dimensionnement :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.4} = 0.83$$

$0.4 < \rho_x = 0.83 < 1$. Donc le panneau porte dans les deux sens.

$$\frac{Lx}{30} \leq h_t \leq \frac{Lx}{15} \quad \longrightarrow \quad \frac{200}{30} \leq h_t \leq \frac{200}{15}$$

$$6.67 \leq h_t \leq 13.33 \quad \longrightarrow \quad h_t = 15 \text{ cm.}$$

III.6.3. Détermination des sollicitations :

III.6.3.1. Moments engendrés par le système de levage :

L'étude se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments suivant le sens de la petite et de la grande portée.

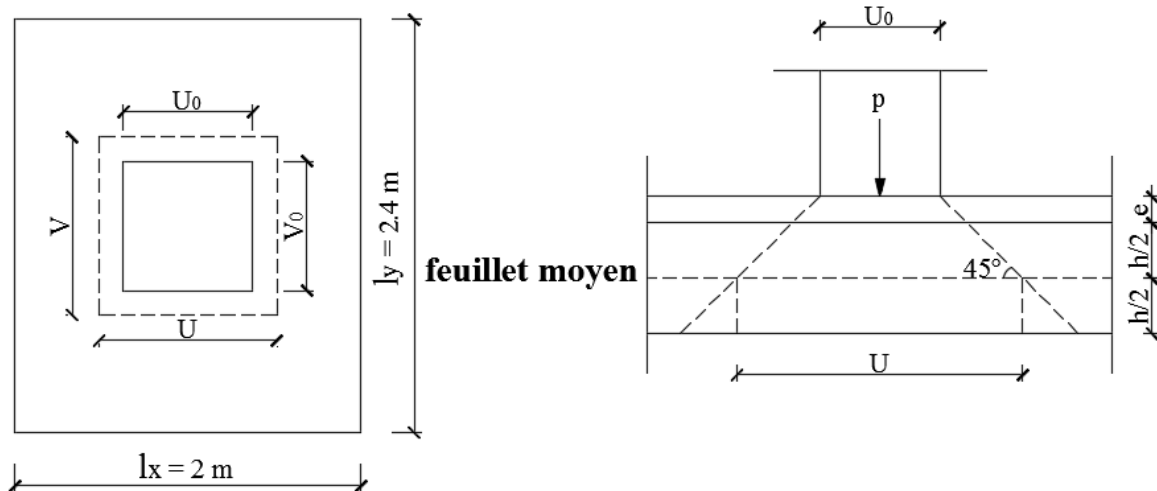


Figure III.6.2 : Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen.

✓ Rectangle d'impact :

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

(Pratique du BAEL 91)

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

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 = 5 cm.

Donc :

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

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

✓ **Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :**

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

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

Avec :

. v : Coefficient de POISSON.

. 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 :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{200} = 0.525 ; \frac{V}{l_y} = \frac{105}{240} = 0.437 ; \rho = 0.83.$$

. Après interpolation : $M_1 = 0.108$; $M_2 = 0.076$. Donc :

✓ **À l'ELU ($v = 0$) :**

$$. M_{xu} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.108 = 13.122 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yu} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.076 = 9.234 \text{ kN.m.}$$

✓ **À l'ELS ($v = 0.2$) :**

$$. M_{xs} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.108 + 0.2 \times 0.076) = 11.088 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{ys} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.076 + 0.2 \times 0.108) = 8.784 \text{ kN.m.}$$

III.6.3.2. 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 :

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

(Pratique du BAEL 91)

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

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 [3] en fonction du rapport $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

$$. \text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 0.83 : \mu_x = 0.0535 \text{ et } \mu_y = 0.64.$$

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

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

✓ À l'ELU :

$$. M_{xU}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0535 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 2^2 = 1.722 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.64 \times 1.722 = 1.1 \text{ kN.m.}$$

✓ À l'ELS :

$$. M_{xS}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0535 \times (4.85 + 1) \times 2^2 = 1.252 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.64 \times 1.252 = 0.8 \text{ kN.m.}$$

III.6.3.3 Superposition des moments :

✓ À l'ELU :

$$. M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 13.122 + 1.722 = 14.844 \text{ kN.m.}$$

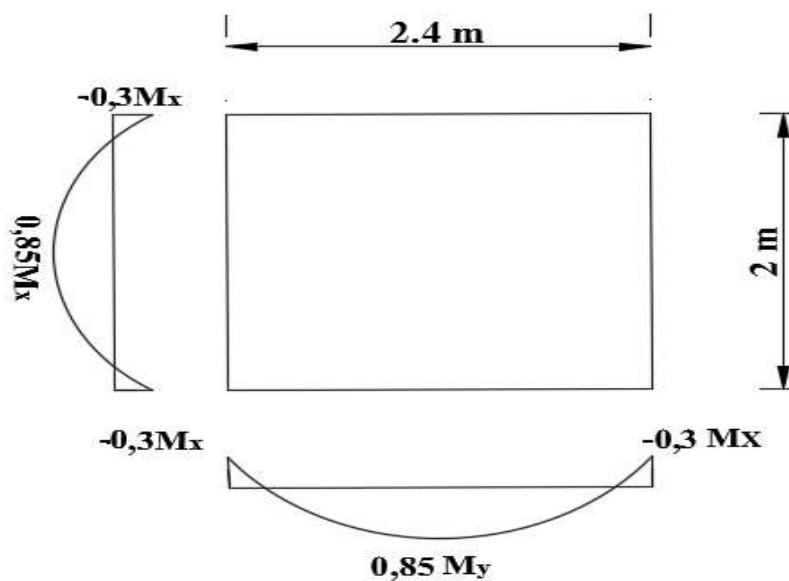
$$. M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 9.234 + 1.1 = 10.334 \text{ kN.m.}$$

✓ À l'ELS :

$$. M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 11.088 + 1.252 = 12.34 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 8.784 + 0.8 = 9.584 \text{ kN.m.}$$

III.6.3.4 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**

$$. M_x^t = 0.85 \times 14.844 = 12.617 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 10.334 = 8.784 \text{ kN.m.}$$

✓ **Aux appuis**

$$. M_x^a = -0.3 \times 14.844 = -4.453 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 10.334 = -3.1 \text{ kN.m.}$$

➤ **À l'ELS**

✓ **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 12.34 = 10.49 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 9.584 = 8.146 \text{ kN.m.}$$

✓ **Aux appuis**

$$. M_x^a = -0.3 \times 12.34 = -3.702 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 9.584 = -2.875 \text{ kN.m.}$$

III.6.4 Calcul à l'ELU :

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

$$. \mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{M.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$$

. 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.5.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine.

Zone	Sens	M_u [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		S _t [cm]
En travée	x-x	12.617	0.0525	0.973	2.866	5HA10	3.92	20
	y-y	8.784	0.036	0.982	1.97	5HA10	3.92	20
Aux appuis	x-x	- 4.453	0.0185	0.991	0.99	5HA 8	2.51	20
	y-y	- 3.1	0.0129	0.993	0.69	5HA 8	2.51	20

III.6.5 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (B.7.4 du BAEL 99) [3]

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

Avec :

- ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».
- ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_o = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.83}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x.min} = 1.3 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{x.min} = 1.29 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

· Sens y-y :

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

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

b. Diamètre maximale des barres : (A.7.2,1 du BAEL 99) [3]

On doit vérifier que : $\Phi \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Φ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{max} = 15 \text{ mm}$$

c. Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3]

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

. Direction la plus sollicitée (x-x) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

. Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow La condition est vérifiée.

d. Poinçonnement (A.5.2,42 BAEL 99) [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,
- . h : L'épaisseur totale de la dalle,
- . U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m}$)

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN}.$$

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

$Q_u = 121.5 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$. \Rightarrow La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

e. Justification des armatures d'effort tranchant (A.5.2,2 BAEL 99) [3]

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

. Dans le cas où $U < V$:

. Au milieu de U : $V_U = \frac{P}{2U+V}$

(Pratique du BAEL 91)

. Au milieu de V : $V_V = \frac{P}{3U}$

Donc :


. Au milieu de U : $V_U = \frac{121.5}{2.0,8 + 0,8} = 50.625 \text{ kN}.$

. Au milieu de V : $V_V = \frac{121.5}{3.0,8} = 50.625 \text{ kN}.$

D'où :

$$\tau_u = \frac{50,625 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.389 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0.389 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}.$  **La condition est vérifiée**, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.6.6. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

- Sens x-x :
- En travée

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

. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$


. $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.30$: $\beta_1 = 0.914$; $K_1 = 43.14$.

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{10,59 \cdot 10^6}{0.914 \cdot 130 \times 3.92 \cdot 10^2} = 227.363 \text{ MPa}$

 $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{227.363}{43.14} = 5.27 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 5.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.193$: $\beta_1 = 0.929$; $K_1 = 55.42$.

Donc :

$$\cdot \quad \sigma_{st} = \frac{3,702.10^6}{0.929.130 \times 2.51.10^2} = 122.125 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{122.125}{55.42} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sens y-y :**

· **En travée :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.30.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.30$: $\beta_1 = 0.914$; $K_1 = 43.14$.

Donc :

$$\cdot \quad \sigma_{st} = \frac{8,149.10^6}{0.914.130 \times 3.92.10^2} = 174.95 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{174.95}{43.14} = 4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.193$: $\beta_1 = 0.929$; $K_1 = 55.42$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{2,875 \cdot 10^6}{0,929 \cdot 130 \times 2,51 \cdot 10^2} = 94,84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_i} = \frac{94,84}{55,42} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine 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) [3].

3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (B.7.5 du BAEL 99) [3]

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{200} = 0,075 > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{7,16}{20 \times 8,42} = 0,043. \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005. \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.6.7 Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

✓ **Sens x-x :**

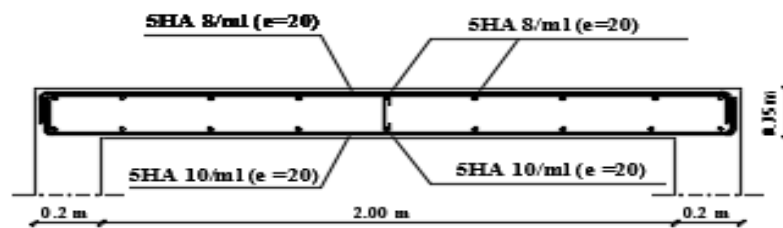
• **En travée :** 5HA 10/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

• **Aux appuis :** 5HA 8/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

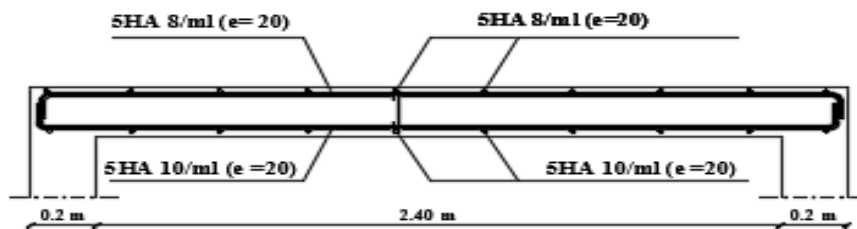
- ✓ Sens y-y :
- . En travée : 5HA 10/ml ($S_t = 20$ cm).
 - . Aux appuis : 5HA 8/ml ($S_t = 20$ cm).

**Plan de ferrailage de la
dalle de la salle machine.**

Sens x-x



Sens y-y



Introduction :

Après avoir prédéfini notre structure, nous procédons à la modélisation de notre bâtiment en utilisant le logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.1 Généralités sur le logiciel :**IV.1.1 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building System) :**

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul de bâtiment et ouvrages de génie civil, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique unique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la MEF.

Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000...

IV.1.2 Version D'ETABS utilisée :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7

IV.2. Etapes de modelisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Choix des unités et introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Chargement des éléments.
- 9- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.2.1 Première étape :

➤ **Choix des unités :**

Le choix du système d'unités avant l'introduction des données dans ETABS, se fait sur l'icone qui se trouve au bas de côté droit de l'écran, on sélectionne **KN-M** comme unité de base pour les forces et déplacements :



Figure IV.1 Icone des unités dans ETABS.

➤ **Géométrie de base :**

Pour l'introduction de la géométrie de l'ouvrage sur ETABS, on procède de tel manière : En haut de l'écran et dans la première ligne on sélectionne

File → New model → Default.edb

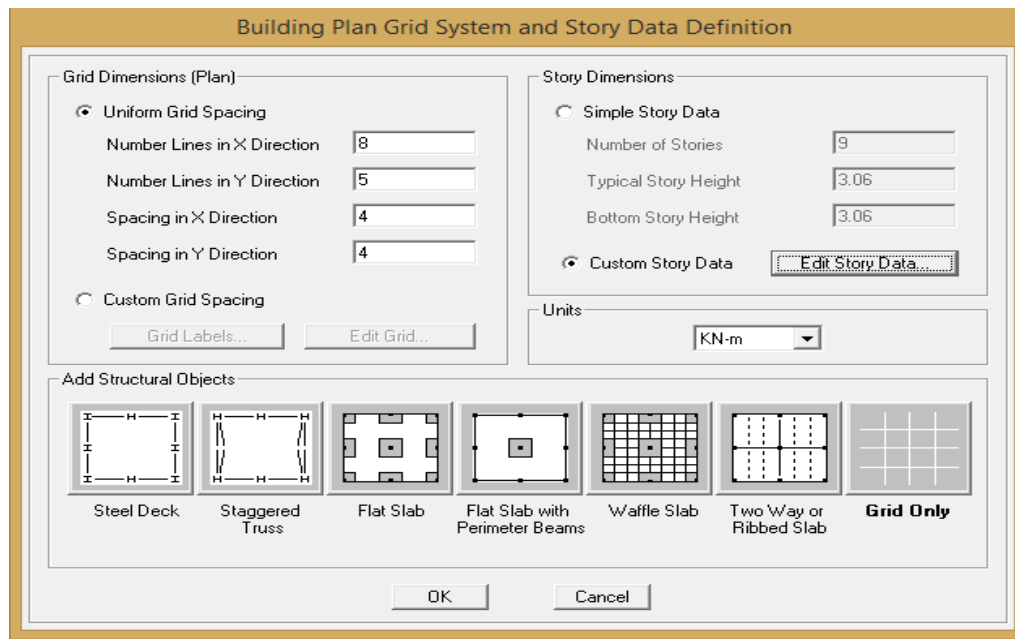


Figure IV.2 : Géométrie de base.

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant y-y)
- La distance de la travée suivant x-x
- La distance de la travée suivant y-y
- Le nombre des étages, (9 niveaux : un sous-sol, R+7.)
- Hauteur d'étage courant (3.06m)
- Hauteur de sous sol (3.06m)

➤ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage, comme suit :



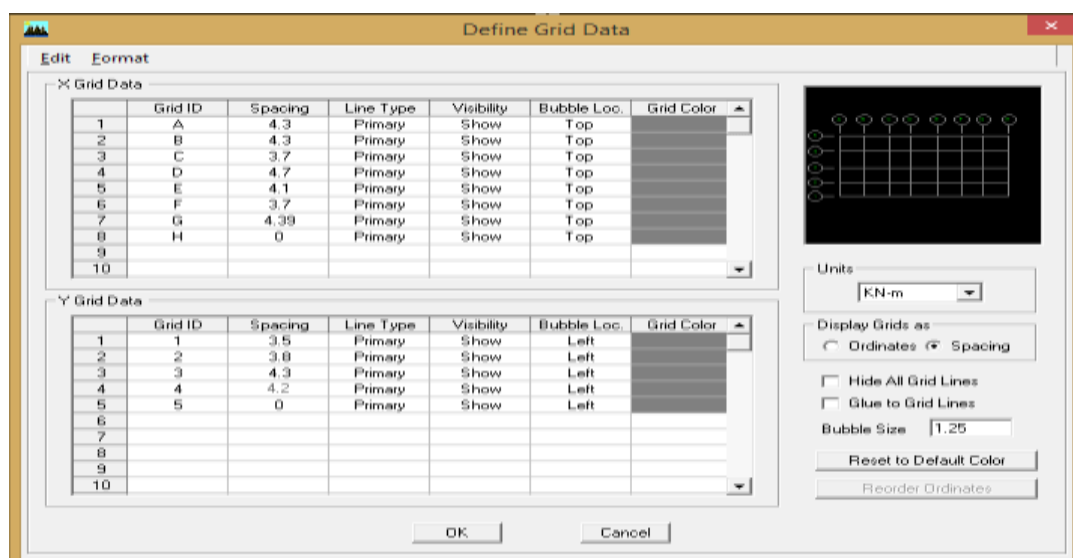


Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames suivant X-X et Y-Y

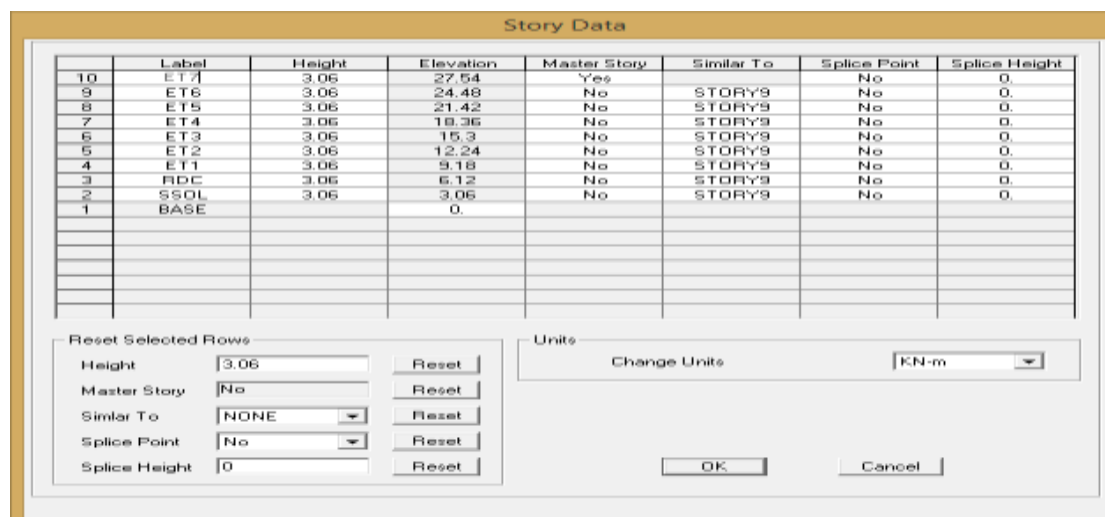



Figure IV.4 : Modification des hauteurs d'étages.

IV.2.2 Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécanique des matériaux (béton, acier et autres...), on clique sur :

Define ➡ **Material properties** ou bien l'icone  ➡ **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The dialog box 'Material Property Data' is shown for material 'BET25'. It includes fields for 'Material Name', 'Type of Material' (Isotropic selected), 'Analysis Property Data' (Mass per unit Volume: 2.5, Weight per unit Volume: 25, Modulus of Elasticity: 32164200, Poisson's Ratio: 0.2, Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06, Shear Modulus: 13401.75), 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' (Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000, Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000, Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000, Lightweight Concrete checkbox), and 'Display Color' (Color: grey). Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Figure IV.5 : Définition des propriétés mécanique de béton.

IV.2.3 Troisième étape :

Cette étape consiste à la spécification des propriétés géométrique des éléments de type **frame** et **plaques** (poutre, poteaux et voiles).

➤ Poutre et poteaux :

Define ➡ Frame Sections ➡ Add Rectangular, et on introduit les propriétés de ces poutres comme l'indique les figure ci-dessous :

The 'Rectangular Section' dialog box for beam section 'PFSS/7' shows 'Section Name', 'Properties' (Section Properties), 'Property Modifiers' (Set Modifiers), 'Material' (BET25), 'Dimensions' (Depth (t3): 0.40, Width (t2): 0.3), 'Concrete' (Reinforcement...), and 'Display Color' (magenta). Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Figure IV.6 : Définition des propriétés géométrique des poutres.

The 'Rectangular Section' dialog box for column section 'POT55/RDC' shows 'Section Name', 'Properties' (Section Properties), 'Property Modifiers' (Set Modifiers), 'Material' (BET25), 'Dimensions' (Depth (t3): 0.45, Width (t2): 0.45), 'Concrete' (Reinforcement...), and 'Display Color' (green). Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

Figure IV.7 : Définition des propriétés géométrique des poteaux.

, Un cliquer sur cette icône nous permet de spécifier les propriétés des barres armatures.

- **Column** : Pour les poteaux

- **Beam** : Pour les poutres

Reinforcement Data

Design Type: ☒ Column ☐ Beam

Configuration of Reinforcement: ☒ Rectangular ☐ Circular

Lateral Reinforcement: ☒ Ties ☐ Spiral

Rectangular Reinforcement:

- Cover to Rebar Center: 0.025
- Number of Bars in 3-dir: 3
- Number of Bars in 2-dir: 3
- Bar Size: #9
- Corner Bar Size: #9

Check/Design:

- ☐ Reinforcement to be Checked
- ☒ Reinforcement to be Designed

OK Cancel

Figure IV.8 : Propriétés des barres

d'armatures (poteaux).

Reinforcement Data

Design Type: ☐ Column ☒ Beam

Concrete Cover to Rebar Center:

- Top: 0.025
- Bottom: 0.025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:

	Left	Right
Top	0	0
Bottom	0	0

OK Cancel

Figure IV.9 : Propriétés des barres

d'armatures (poutre).

➤ **Eléments plaque (voile, plancher) :**

Define ➡ **Wall/Slab/Deck Sections** ➡ puis on choisit soit ;

- **Add New Slab** : pour dimensionnement des dalles pleine.
- **Add New Wall** : Pour dimensionnement des voiles.
- **Add New Deck** : Pour dimensionnement des planchers mixtes.

Wall/Slab Section

Section Name: PET

Material: OTHER

Thickness:

- Membrane: 0.00000001
- Bending: 0.00000001

Type: ☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution: ☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Blue]

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: PEC

Material: OTHER

Thickness:

- Membrane: 1.000E-08
- Bending: 1.000E-08

Type: ☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution: ☒ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Green]

OK Cancel

Figure IV.10 : Dimensionnement des planchers des étages courants et terrasse.

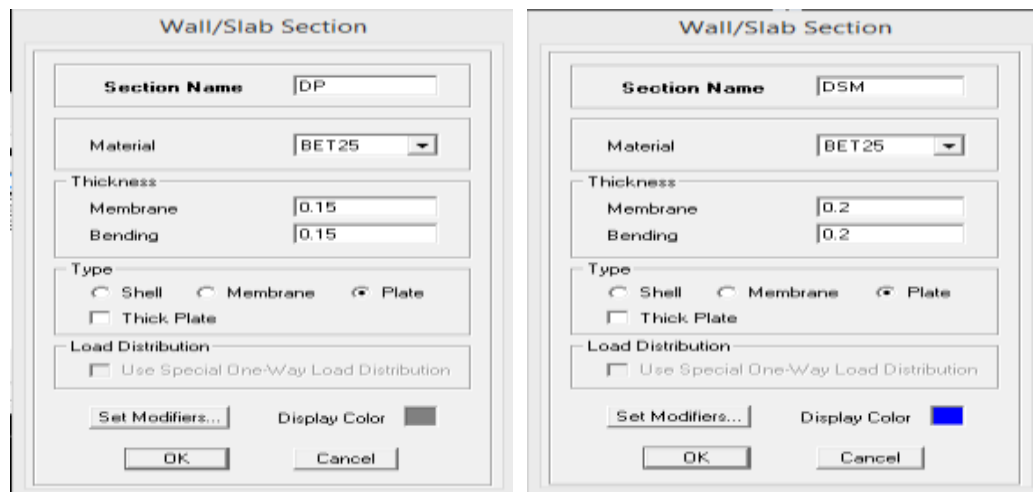


Figure IV.11 : Dimensionnement des dalles pleines.

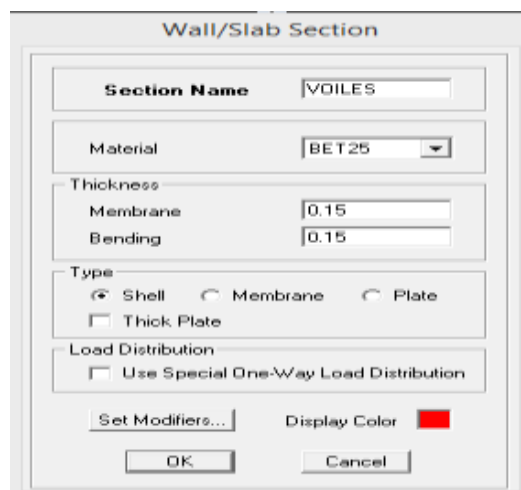



Figure IV.12 : Dimensionnement des voiles.


➤ **Affectation des éléments dans le modèle :**

L'affectation des éléments précédents au modèle se fait par plusieurs méthodes dont ;


a. Poteaux :

-Un clic sur cette icône , une fenêtre sous titre **properties of object** s'affichera je valide **pot 45x45** puis je modélise sur le modèle.

b. Poutres :

- Un clic sur cette icône  , une fenêtre sous titre **properties of object** s'affichera je valide **ppssol/7** puis je modélise sur le modèle.

c. Voiles :

- Un clic sur cette icône  , une fenêtre sous titre **properties of object** s'affichera je valide **voile** puis je modélise sur le modèle.

IV.2.4 Quatrième étape : Définition des charges statique (G et Q) : Notre structure

soumise à :

- Des charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**, pour les définir on procède de tel manière : **-Define** ➡ **Static Load Cases**

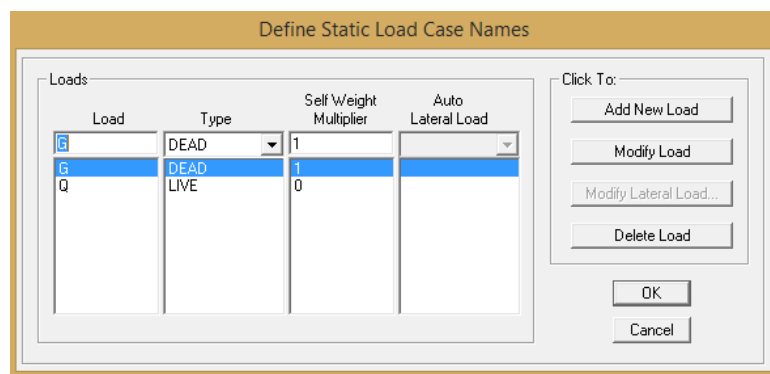


Figure IV.13 : Définition des charges G et Q.

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne le tout et on procède de tel façon :

Assign ➡ **Joint/Point** ➡ **Restraints(supports)**



Figure IV.14 : Encastrements des appuis.

➤ **Masse source :**

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99/2003})$$

W_i : Poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

(tableau 4.5 RPA99/2003)

($\beta=0.2$ Bâtiments à usage d'habitation)

L'inertie massique est déterminée automatiquement par **EATBS**.

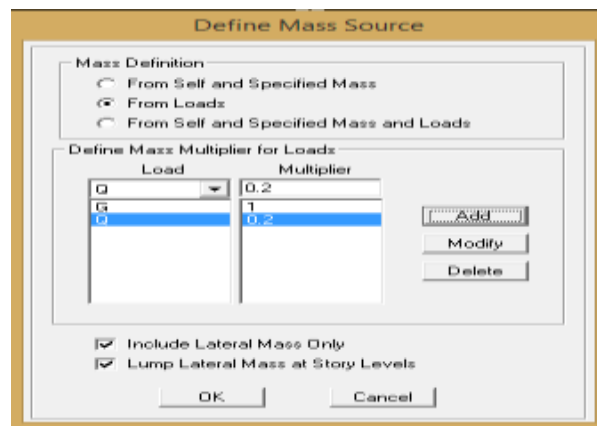


Figure IV.15 : Combinaison du poids (G+0.2Q).

➤ **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. qui sont désignées par la notation de « **Nœuds Maitres** ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par **ETABS**.

Pour définir ces planchers on procède de telle façon .commençant par la sélection de premier plancher et procédons comme suit :

Assigne ➡ Joint/point ➡ Diaphragmes ➡ Add New Diaphragm
➡ D1 ➡ OK

Et on procède de la même manière pour le reste des planchers.

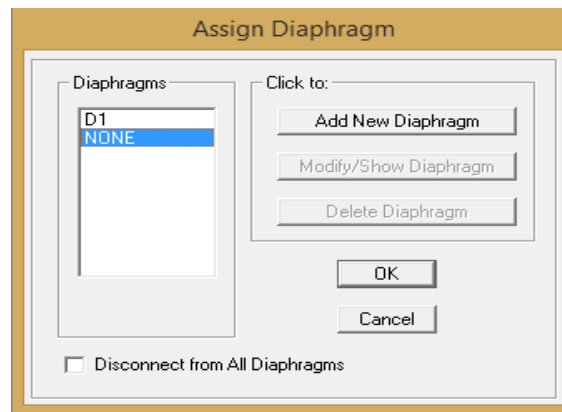


Figure IV.16 : Diaphragmes.

IV.2.5 Cinquième étape :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse ,il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 99/2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : R=5** (mixte portique/voile)
- **Remplissage : Dense**
- **Site : S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum P_q$; $Q=1,15$**



On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :

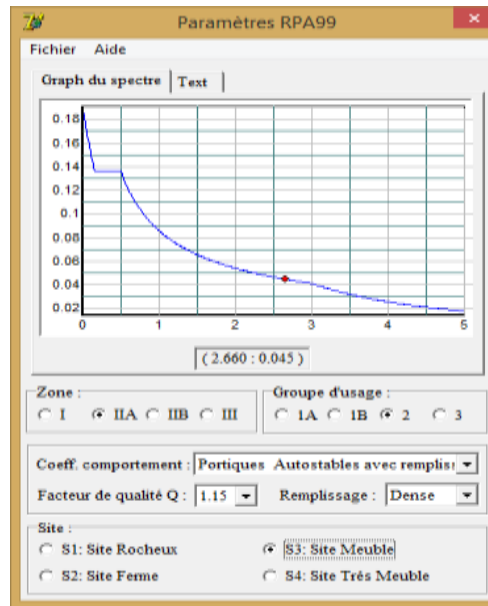


Figure IV.17 : Le spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define ➡ **Response Spectrum Functions**

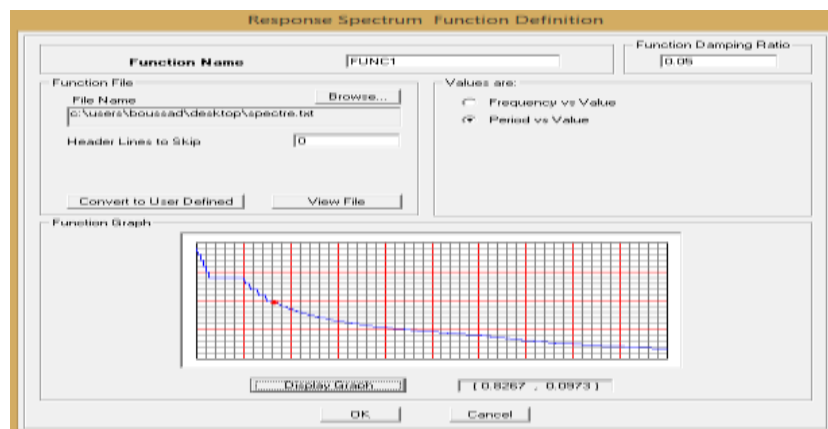


Figure IV.18 : Introduction du spectre de réponse.

IV.2.6 Sixième étape :

Cette étape consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on procède comme suit :

Define ➡ **Responses spectrum cases** ➡ **Add New Spectrum.**

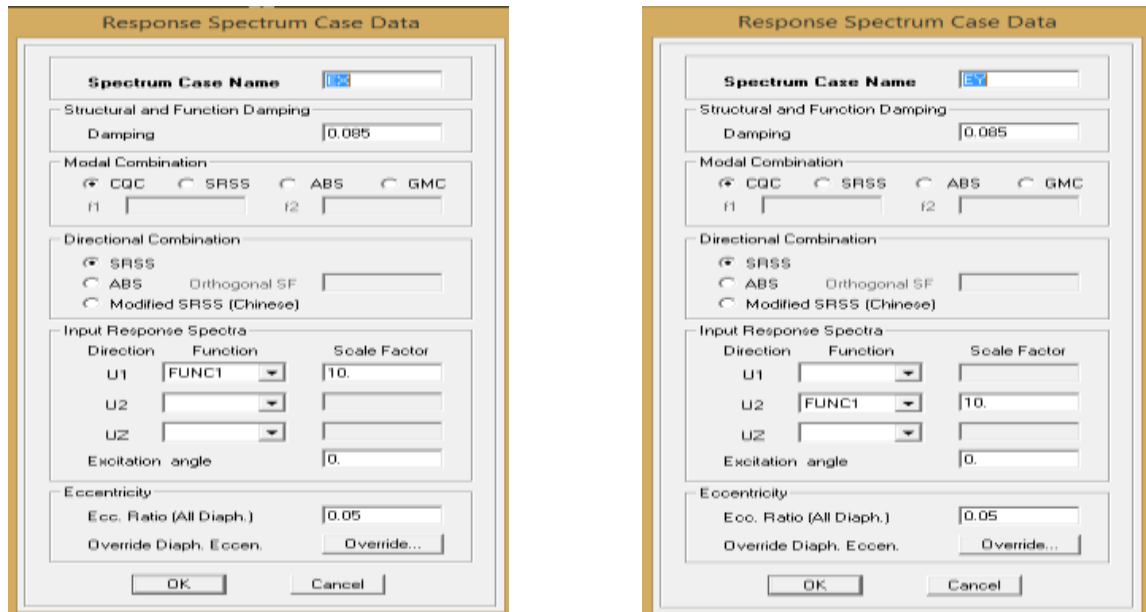


Figure IV.19 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

IV.2.7 Septième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaison accidentelles du RPA :**

$$GQE_X \quad \begin{cases} G + Q + E_X \\ G + Q - E_X \end{cases}$$

$$GQE_Y \quad \begin{cases} G + Q + E_Y \\ G + Q - E_Y \end{cases}$$

$$0.8GQE_X \quad \begin{cases} 0.8G + E_X \\ 0.8G - E_X \end{cases}$$

$$0.8GQE_Y \quad \begin{cases} 0.8G + E_Y \\ 0.8G - E_Y \end{cases}$$

Pour introduire ces combinaisons dans le logiciel on procède comme suit :

Define ➡ **load Combinations** ➡ **Add New Combo**

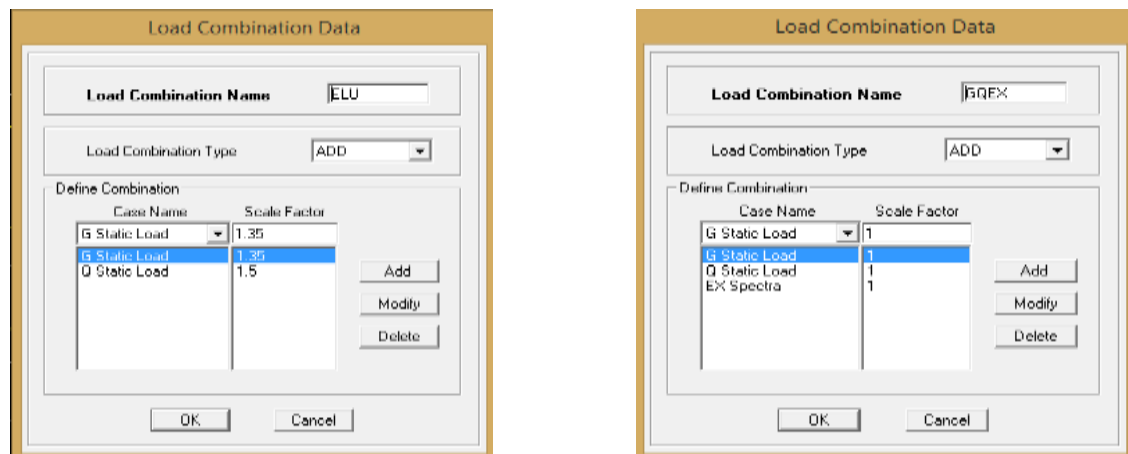


Figure IV.20 : Introduction des combinaisons d'actions.

IV.2.8 Huitième étape :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign ➡ **Shell/Area Loads** ➡ **Uniform**

Ou bien en cliquant direct sur cette icone :

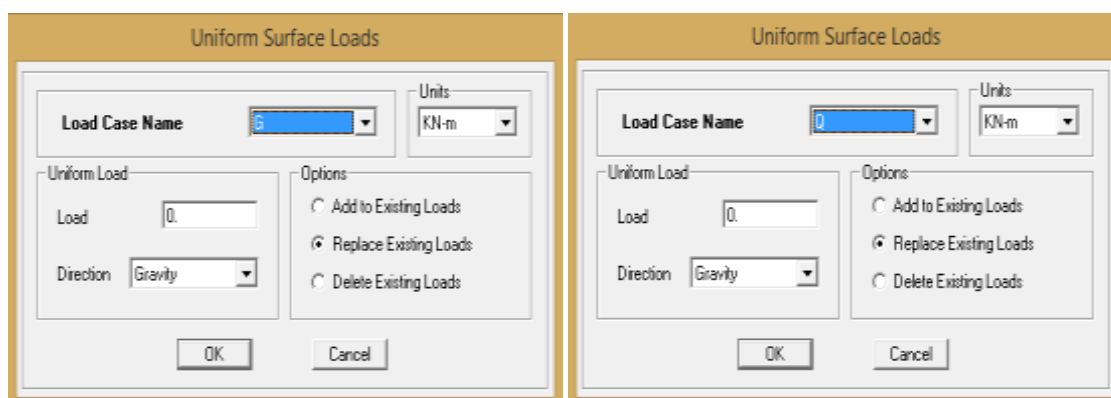


Figure IV.21 : Chargement des planchers.

IV.2.9 Neuvième étape :

Analyse et visualisation des résultats: pour exploité mes résultats je lance l'analyse comme suit :

Analyze ➡ Run Analysis

Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

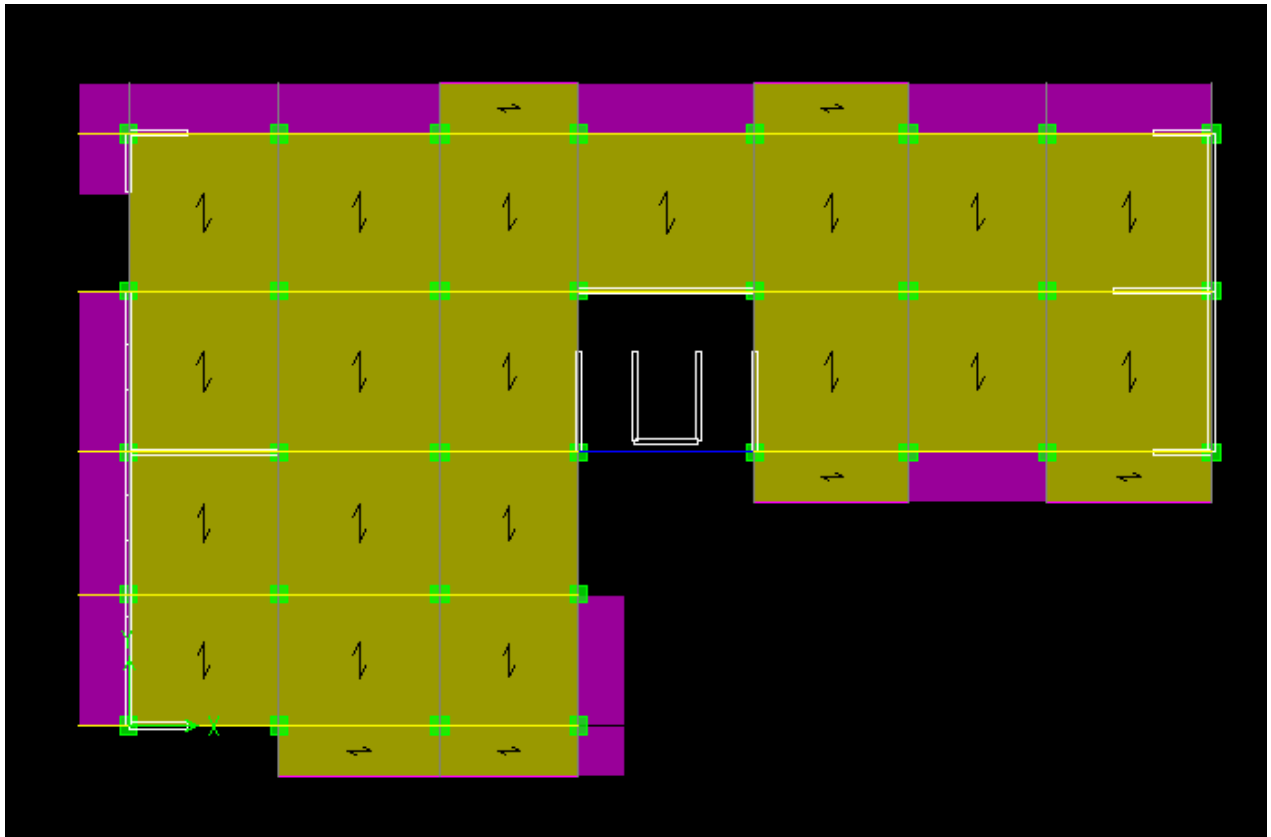


Figure IV.22 : Vue en 2D de la structure.

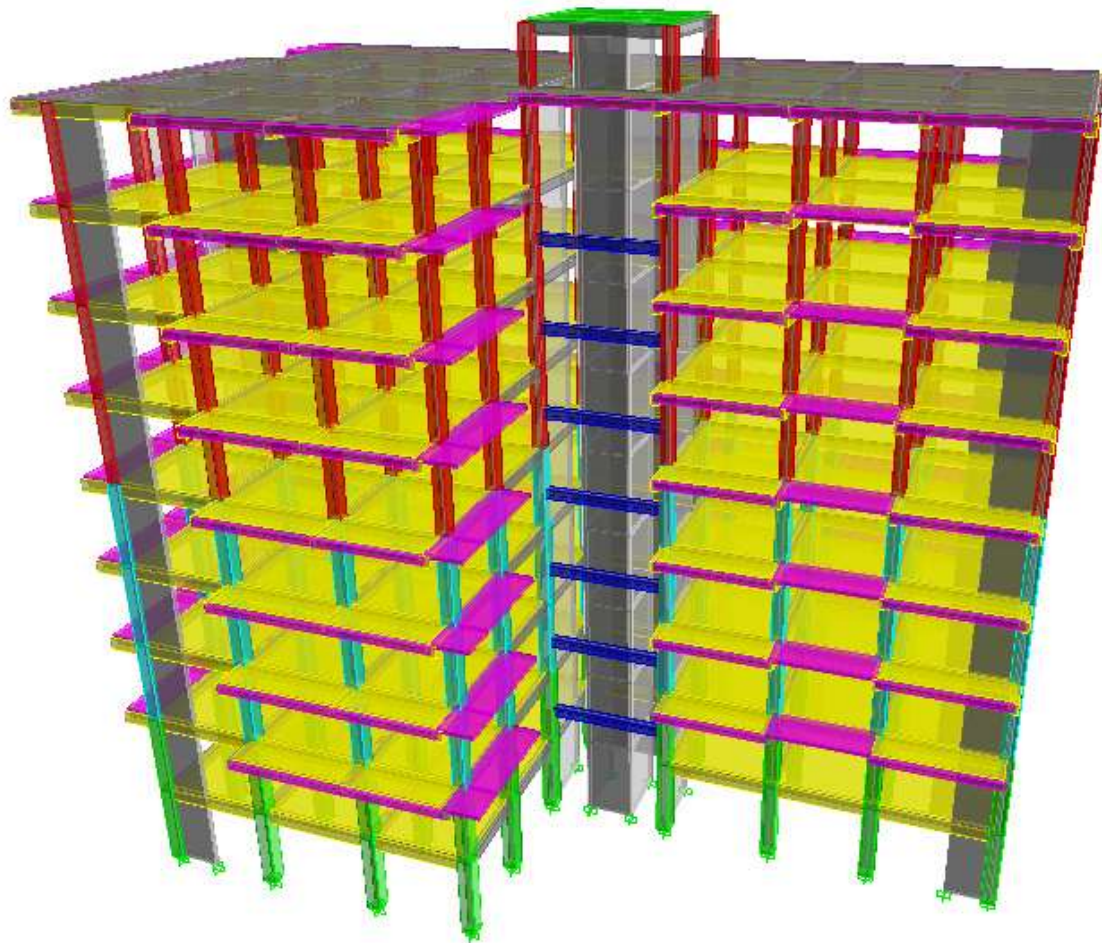


Figure IV.23 : Vue en 3D de la structure.

V-I. Introduction :

Notre travail dans ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Estimation de la période fondamentale de la structure.
2. Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4).
3. Justification du système de contreventement.
4. Résultante des forces sismiques de calcul.
5. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10).
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9).
7. Vérification vis-à-vis des sollicitations normales (Article 7.4.3.1).
8. Stabilité au renversement.

1. Estimation de la période fondamentale de la structure :**1.1- Calcul de la période empirique :**

$$T = C_{TX}(h_N)^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : 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)

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (29,54)^{3/4} = \mathbf{0,63 \text{ s}}$$

1.2- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0,82 \text{ s}$$

1.3- 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  **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS  **modal information**  **Building Modal Information**

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 qu'elles sont dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes.

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10
Périodes	0,727	0,608	0,375	0,184	0,155	0,098	0,097	0,088	0,08	0,722

➤ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée $T = 0,63 \text{ s}$
- La période majorée $T_{\text{maj}} = 0,82 \text{ s}$
- La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0,727 \text{ s}$

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.**

2. Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4) [1]

D'après l'article : « 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. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

- 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 (03) dans chaque direction considérée » (RPA 99, p. 49).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Tableau V.2 : Tableau indiquant comportement modale de la structure.

Mode	Période	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique		Nature
		U _x	U _y	R _z	SumUX	SumUY	
1	0.727867	70.375	0.0045	0.0254	70.375	0.0045	Trans X-X
2	0.608913	0.0168	60.777	9.8671	70.3918	60.7815	Trans Y-Y
3	0.375324	0.0204	9.3335	60.8998	70.4121	70.115	Torsion
4	0.184557	17.5509	0.0005	0.0025	87.963	70.1155	
5	0.155357	0.001	15.8255	2.8196	87.964	85.941	
6	0.098003	0.3092	0.184	5.0637	88.2733	86.125	
7	0.097436	1.061	0.0104	1.1278	89.3343	86.1354	
8	0.088819	0.0043	3.8423	10.9636	89.3386	89.9777	
9	0.079925	4.9686	0.0002	0.0007	94.3072	89.9779	
10	0.072273	0.0006	3.9115	1.043	94.3078	93.8895	

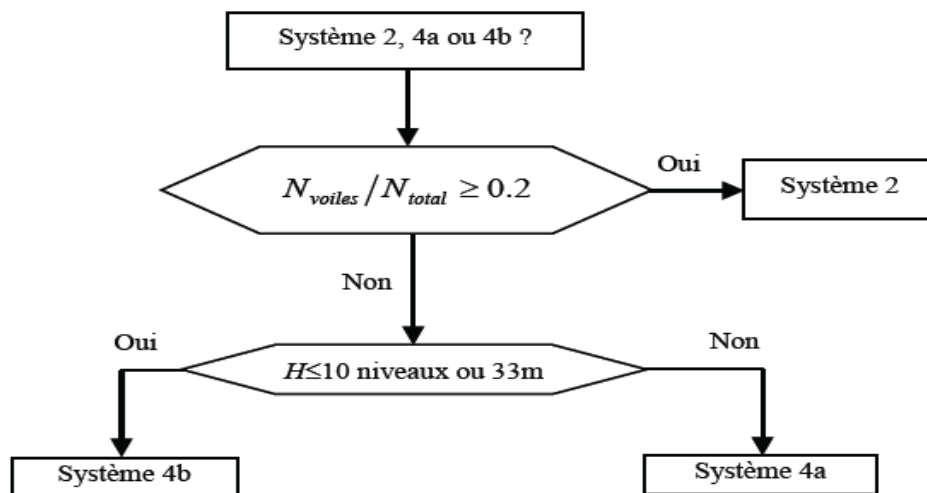
➤ **Conclusion :**

Le nombre de mode à retenir est : 10 modes, où la somme des masses modales effectives dans chacune des deux directions d'excitation dépassant les 90% de la masse totale de la structure, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

3. Justification du système de contreventement :

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (**Tableau 4.3 du RPA 99/2003**).

La figure suivante représente un organigramme proposé par M. **TALEB Rafik** dans son article « **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions** » [6] en **page 141** publié dans le journal international « **JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES** » pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b :



Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:
- **View ➡ Set 3D View ➡ On choisit XZ**
- **Display ➡ show Deformed shape ➡ Load: Ex spectra**
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:
Draw ➡ Draw Section Cut
- Une fenêtre s'affichera et on met dans la case Angle la valeur 0.

Ensuite, on clique sur **refresh** et on prend la valeur sur la case (**Force-1**) :c'est la valeur de la force reprise par les voiles et le portique.

Puis on décoche les cases **walls** et on clique sur **refresh** .

Enfin, on prend de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par le portique.

➤ **Remarque :**

On procède de même manier pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘ « **POIDS** » puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**).

Tableau V.3 : justification de système contreventement.

Forces reprises par le système voiles et poteaux			Forces reprises par le portique uniquement	
Unités	[KN]	[%]	[KN]	[%]
Sens Ex	3800,4208	100	485,6572	26
Sens Ey	3690,7125	100	413,9999	32
Poids	46502,515	100	38132,0623	82

➤ **Analyse des résultats :**

On remarque que les voiles reprennent moins de 20% de la charge verticale (représentée par le poids), et que les charges horizontales sont reprises par les éléments de contreventement proportionnellement à leur rigidité. De ce fait cette structure est classée comme : Structure mixte portique/voile avec interaction, et donc son coefficient de comportement est de **R = 5**.

4. Résultante des forces sismiques de calcul (4.3.6 RPA 2003) [1]

D’après l’article : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être **inférieure à 80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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 la force sismique totale V (Article 4.2.3) :**

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W_t \quad (4.1 \text{ RPA99}) [1]$$

Où:

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } $\Rightarrow A = 0,15$ (Annexe 1 ; Tab 4.1 RPA99)

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**). D'où : **R= 5**

W_T : Poids totale de la structure, donné par le logiciel ETABS **W_T = 46502,515 KN**.

Q : Facteur de qualité de la structure (**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 :

$$D = 2,5 \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂: 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**.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2 = 0,5s < T_{etabs} = 0,727s < 3s$ donc : **$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$**


- **le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$ 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)** présenté ci-après.

Tableau V.4 : Valeur de ξ %

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 :

$\eta = 0,81 > 0,7$  **La condition est vérifiée.**

Alors :

$$D = 2,5 \times 0,81 \times (0,5/0,727)^{2/3} = 1,58$$

➤ **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 : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non " » (RPA 99, p. 43).

Tableau V.5 : Détermination de la somme des pénalité à retenir.

Critères	Observé (Oui/Non)	Valeur des P_q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
	$\sum P_q =$	0.15

D'où :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.15 = 1.15$$

Finalement : La force sismique totale V est égale à :

$$V = \frac{0,15 \cdot 1,58 \cdot 1,15}{5} 46502,515 = 2534,85 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 2534,85 \text{ KN}$$

➤ **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 :

$$V_{Xdyn} = 3800,42 \text{ KN}$$

$$V_{Ydyn} = 3690,72 \text{ KN}$$

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.

$$\text{On a : } 0,8 V_{RPA} = 0,8 \times 2534,85 = 2027,88 \text{ KN}$$

$$V_{Xdyn} = 3800,42 \text{ KN} > 2027,88 \text{ KN} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

$$V_{Ydyn} = 3690,72 \text{ KN} > 2027,88 \text{ KN} \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

$V_{analytique} > 80\% V_{MSE}$, donc, la condition exigée par l'article **4.3.6** du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

5. Justification vis-à-vis des déformations (Art 5.10 du RPA 99/2003) [1]

L'article 4.43 nous indique la façon de calculer les déplacements horizontaux de chaque étage via la formule **(4.19)** :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Et l'article **(5.10)** stipule : « Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **(4.2.10)**, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. »

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (Art.4.19 RPA99/2003)}$$

$$\Delta_{ex} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003}) [1]$$

$$\Delta_{ey} \leq \overline{\Delta_k} \quad (\text{Art. 5.10 RPA 99/2003}) [1]$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.01 H \quad \text{avec} \quad H : \text{Hauteur d'étage}$$

Tableau V.6 : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique-voile).

Niveau	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	δ_x^k	δ_y^k	Δ_{ex}	Δ_{ey}	$\overline{\Delta_k}$	Condition vérifiée (Oui/Non)
	[m]	[m]		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
9	0,0215	0,0224	5	0,1075	0,112	0,0135	0,0145	0.0306	Oui
8	0,0188	0,0195	5	0,094	0,0975	0,014	0,0145	0.0306	Oui
7	0,016	0,0166	5	0,08	0,083	0,015	0,0155	0.0306	Oui
6	0,013	0,0135	5	0,065	0,0675	0,0145	0,015	0.0306	Oui
5	0,0101	0,0105	5	0,0505	0,0525	0,0145	0,0145	0.0306	Oui
4	0,0072	0,0076	5	0,036	0,038	0,013	0,0135	0.0306	Oui
3	0,0046	0,0049	5	0,023	0,0245	0,011	0,011	0.0306	Oui
2	0,0024	0,0027	5	0,012	0,0135	0,008	0,009	0.0306	Oui
1	0,0008	0,0009	5	0,004	0,0045	0,004	0,0045	0.0306	Oui

Conclusion :

Après vérification, on constate que les exigences de l'article 5.10 RPA99/2003 sont satisfaites.

6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Article 5.9 du RPA 99/2003) [1]

D'après l'article : « Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10 \quad (\text{RPA 99/2003 p. 53}).$$

Avec :

- ✓ P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » (Donné par le logiciel ETABS).
- ✓ V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" (Donné par le logiciel ETABS).

- ✓ Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (Donné par le logiciel ETABS).
- ✓ h_k : Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Niveau	Sens x-x					Sens y-y				
	P_k [KN]	Δ_k [m]	V_k [KN]	h_k [m]	θ_k	P_k [KN]	Δ_k [m]	V_k [KN]	h_k [m]	θ_k
9	7229,8215	0,0135	1190,21	3,06	0,026	7229,8215	0,0145	1117,38	3,06	0,031
8	12125,2511	0,014	1816,83	3,06	0,031	12125,2511	0,0145	1743,77	3,06	0,033
7	17020,6807	0,015	2313,36	3,06	0,036	17020,6807	0,0155	2240,70	3,06	0,038
6	21916,1103	0,0145	2721,63	3,06	0,038	21916,1103	0,015	2644,50	3,06	0,041
5	26915,5799	0,0145	3064,47	3,06	0,042	26915,5799	0,0145	2977,78	3,06	0,043
4	31915,05	0,013	3352,61	3,06	0,040	31915,05	0,0135	3251,38	3,06	0,043
3	36914,519	0,011	3574,51	3,06	0,037	36914,519	0,011	3471,47	3,06	0,038
2	42022,675	0,008	3733,60	3,06	0,029	42022,675	0,009	3629,25	3,06	0,034
1	46502,515	0,004	3800,42	3,06	0,016	46502,515	0,0045	3690,72	3,06	0,019

Conclusion:

La condition de l'article 5.9 du RPA 99/version 2003 est vérifiée à tous les niveaux, donc, Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

7. Verification vis-à-vis des sollicitations normales (Art 7.4.3.1 du RPA99/2003) [1]

L'effort normal de compression de calcul (Effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

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_{cj} : Résistance caractéristique du béton.

D'où :

En sélectionnant les combinaisons d'actions sismiques « $G + Q \pm E$ » et « $0.8G \pm E$ » :

Note :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- ❖ Respecter les recommandations des experts.
- ❖ Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

Tableau V.8: Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit).

Sections [cm ²]	Effort normal N_d [kN]	ν	Observations
40x40	840,29	0,21	Condition vérifiée
45x45	1436.25	0.283	Condition vérifiée
50x50	1792.76	0.286	Condition vérifiée

8. Stabilité au renversement (Art 4.41 du RPA 99/2003) [1]

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (RPA 99, p. 50). [1]

Avec :

. Moment stabilisant $M_s = W.V$; où W est le poids total de la structure et V la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ($V_x = 16.33$ m et $V_y = 8.48$ m ; Déterminées grâce au logiciel AutoCAD).

. Moment de renversement M_r (Déduit du logiciel ETABS).

· **Poids total de la structure « W »**

. $W_{\text{superstructure}} = 46502.52$ kN (Déduit d'ETABS).

D'où :

$$M_{s-x} = 46502.52 \times 16.33 = 759386.15 \text{ kN.m.}$$

$$M_{s-y} = 46502.52 \times 8.48 = 394341.37 \text{ kN.m.}$$

$$M_{r-x} = 73748.319 \text{ kN.m} < 759386.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{r-y} = 75657.875 \text{ kN.m} < 394341.37 \text{ kN.m.}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article **4.41** du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

Conclusion :

Après avoir apporté les modifications nécessaires (Augmentation de la section des poteaux) et vérifié les exigences des règles parasismique algériennes (**RPA 99/version 2003**), il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

VI.1 Les poutres :**VI.1.1 Introduction :**

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non-exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\checkmark 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark G + Q \pm E \\ \checkmark 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99/2003).}$$

VI.1.2. Recommandations du RPA 99/2003 pour le ferraillage des poutres (Article 7.5.2)**➤ Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1) [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.

D'où :

Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
P.P 30x40	6	48	72
P.S 30x35	5.25	42	63

· **Armatures transversales (Article 7.5.2.2) [1]**

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 :

$$\text{Minimum de } (h/4, 12 \phi).$$

· 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.1.3. Calcul des armatures :

1. Armatures longitudinales :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- **P.P.P** : Poutres principales avoisinant les voiles de contreventement.
- **P.P.L** : Poutres principales éloignées des voiles de contreventement.
- **P.S.P** : Poutres secondaires avoisinant les voiles de contreventement.
- **P.S.L** : Poutres secondaires éloignées des voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferraillage « SOCOTEC » qui se base sur les principes de calcul du BAEL. Toutefois, l'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

a. 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.

b. Valeurs des 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 $\theta = 0.85$.

➤ **Poutres principales :**

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres principales.

Groupe	Localisation	M_{max} [KN.m]	Combinaison	$A_{calculée}$ [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]	$A_{min} < A_{adoptée} < A_{max}$
P.P.P	Travée	124.692	0.8G±E	13.49	3HA20+3HA16 = 15.45	Condition Vérifiée
	Appuis _{inf}	103.02	G+Q±E	10.98	3HA16+3HA14 = 12.06	Condition Vérifiée
	Appuis _{sup}	-184.945	G+Q±E	20.96	3HA20+6HA16= 21.48	Condition Vérifiée
P.P.L	Travée	60.22	ELU	4.96	3HA16 = 6.03	Condition Vérifiée
	Appuis _{inf}	67.029	0.8G±E	6.98	3HA16+3HA12= 9.42	Condition Vérifiée
	Appuis _{sup}	-154.119	G+Q±E	17.04	3HA16+6HA16= 18.9	Condition Vérifiée

➤ **Poutres Secondaires :****Tableau VI.3 :** Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.

Groupe	Localisation	M_{\max} [KN.m]	Combinaison	$A_{\text{calculée}}$ [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]	$A_{\min} < A_{\text{adoptée}} < A_{\max}$
P.S.P	Travée	19.642	ELU	1.81	3HA16 =6.03	Condition Vérifiée
	Appuis_{inf}	94.522	0.8G±E	7.87	3HA16+3HA12= 9.42	Condition Vérifiée -
	Appuis_{sup}	-108.721	G+Q±E	9.18	3HA16+3HA12= 9.42	Condition Vérifiée
P.S.L	Travée	25.737	ELU	2.39	3HA16 =6.03	Condition Vérifiée
	Appuis_{inf}	40.975	G+Q±E	3.25	3HA16 =6.03	Condition Vérifiée
	Appuis_{sup}	-63.031	G+Q±E	5.1	3HA16 =6.03	Condition Vérifiée

2. Armatures transversales :➤ **Poutres principales :**. **Espacement maximum entre les armatures transversales**. **Zone nodale :** $S_{\text{Max}}^t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(40/4, 12 \times 1.6) \Rightarrow S^t = 10 \text{ cm.}$. **Zone courante :** $S^t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S^t = 20 \text{ cm.}$ **D'où :**. **Zone nodale :** $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$. **Zone courante :** $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$ **Soit :** $A_t = 4\text{HA } 8 \text{ (2 cadres de } \phi 8) = 2.01 \text{ cm}^2.$ ➤ **Poutres secondaires :**. **Espacement maximum entre les armatures transversales**. **Zone nodale :** $S_{\text{Max}}^t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(35/4, 12 \times 1.6) \Rightarrow S^t = 8 \text{ cm.}$

. **Zone courante** : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S^t = 15 \text{ cm}$.

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$.

. **Zone courante** : $A_t = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure (7.2 du RPA 99) [1] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

✓ **Poutres principales** : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

✓ **Poutres secondaires** : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL 99) [3]

$$A_{\min} \geq 0.23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $d = 0.9h$

. **Poutres principales (P.P.P et P.P.L)** : $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$.

. **Poutres secondaires (P.S.P et P.S.L)** : $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , donc : \Rightarrow **la condition est vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement (A. 5.1, 211 du BAEL 99) [3]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{ct28}}{\gamma_p} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d}$$

. Poutres principales (P.P.₁ et P.P.₂) : $\tau_u = \frac{147.34.10^3}{300 \times 360} = 1.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$

. Poutres secondaires (P.S.₁ et P.S.₂) : $\tau_u = \frac{94.03.10^3}{300 \times 315} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$$

Où :

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

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

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

. Poutres principales (P.P.P et P.P.L) : $\sum \mu_i = n . \pi . \varphi = 3 \times 3,14 \times 16 = 150.72 \text{ mm.}$

. Poutres secondaires (P.S.P et P.S.L) : $\sum \mu_i = n . \pi . \varphi = 2 \times (3 \times 3,14 \times 12) = 226.08 \text{ mm.}$

D'où :

. Poutres principales (P.P.P et P.P.L) : $\tau_{se} = \frac{147.34.10^3}{0,9 \times 360 \times 150.72} = 3.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$

. Poutres secondaires (P.S.P et P.S.L) : $\tau_{se} = \frac{94.03.10^3}{0.9 \times 315 \times 226.08} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$.

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

d. Ancrage des barres

. A. 6.1 ,221 BAEL 99 [3]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

. Article 7.5.2.1 RPA 99 [1]

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II.

D'où :

. Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

. Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

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

. Pour les HA 12 : $L_c = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$.

. Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $L_c = 0.4 \times 64 = 25.6 \text{ cm}$.

e. Influence de l'effort tranchant

- Au niveau des appuis (A. 5.1, 312 du BAEL 99) [3]

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e}$$

✓ Poutres principales (P.P.₁ et P.P.₂) : $\frac{1.15 \times 147.34 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 4.23 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2$.

✓ Poutres secondaires (P.S.₁ et P.S.₂) : $\frac{1.15 \times 94.03 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 8.33 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ adopté}} = 18.84 \text{ cm}^2$.

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

- Sur le béton (A.5.1, 313 du BAEL 99) [3]

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa.}$$

. Poutres principales (P.P.P et P.P.L) : $\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 147.34 \cdot 10^3}{400 \times 0.9 \times 360} = 2.27 \text{ MPa. Condition}$
vérifiée.

. Poutres secondaires (P.S.P et P.S.L) : $\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 94.03 \cdot 10^3}{400 \times 0.9 \times 315} = 1.65 \text{ MPa. Condition}$
vérifiée.

VI.1.5. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

β_1 et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$

Donc :

➤ Poutres principales :

Tableau VI.4 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales.

Groupe	Localisation	M_{smax} [kN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.P.P	Travée	10.62	6.03	0.558	0.890	30.04	54.97	1.83	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	26.398	6.03	0.558	0.890	30.04	136.63	4.54	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	- 70.997	6.03	0.558	0.890	30.04	367.47	12.08	C. Vérifiée
P.P.L	Travée	44.16	6.03	0.558	0.890	30.04	228.57	7.60	C. Vérifiée
	Appuis _{inf}	9.158	6.03	0.558	0.890	30.04	47.40	1.58	C. Vérifiée
	Appuis _{sup}	- 81.815	9.42	0.872	0.867	22.59	278.26	12.32	C. Vérifiée

➤ **Poutres secondaires :****Tableau VI.5 :** Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires.

Groupe	Localisation	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.P	Travée	14.388	6.03	0.638	0.883	27.73	85.78	3.09	C. Vérifiée
	Appuis_{inf}	5.471	9.42	0.996	0.861	20.97	21.41	1.02	C. Vérifiée
	Appuis_{sup}	-23.83	9.42	0.996	0.861	20.97	21.41	1.02	C. Vérifiée
P.S.L	Travée	9.804	6.03	0.638	0.883	27.73	85.78	3.09	C. Vérifiée
	Appuis_{inf}	18.822	6.03	0.638	0.883	27.73	85.78	3.09	C. Vérifiée
	Appuis_{sup}	-45.18	6.03	0.638	0.883	27.73	85.78	3.09	C. Vérifiée

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. (A.4.5, 32 du BAEL 91). [3]

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 :

$$f = 0.07 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{475}{500} = 0.95 \text{ cm.} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Poutres secondaires :

$$f = 0.037 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm.} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

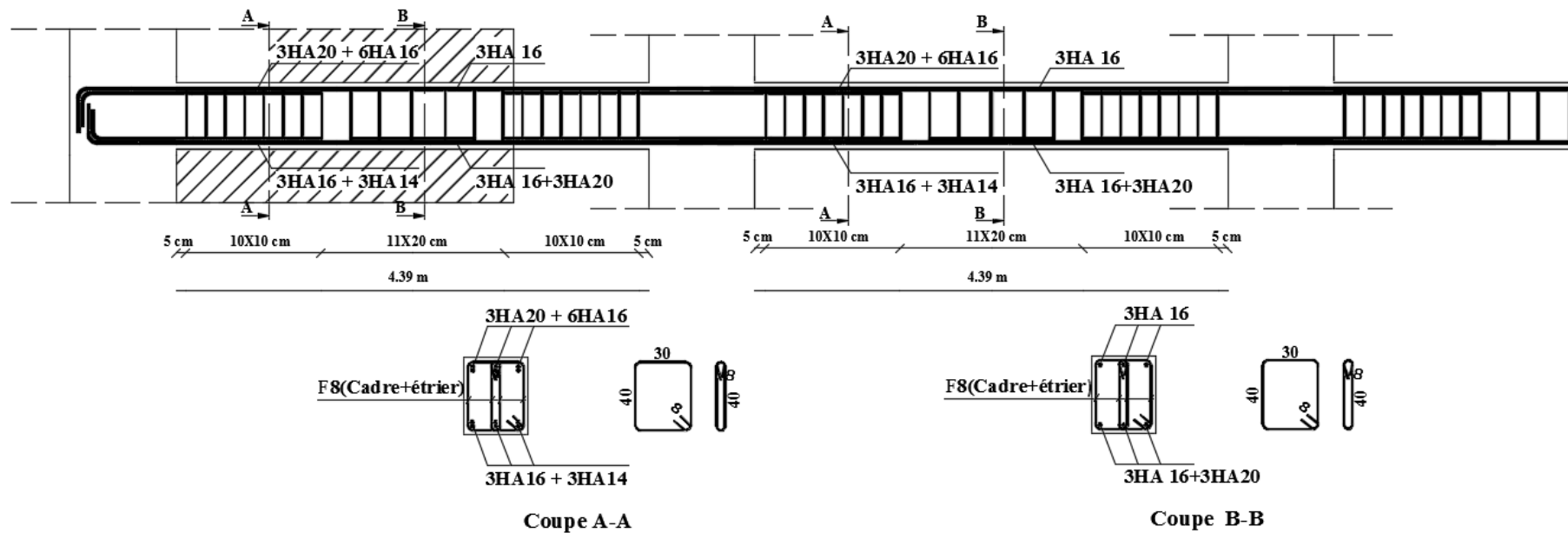
Conclusion :

Le ferraillage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

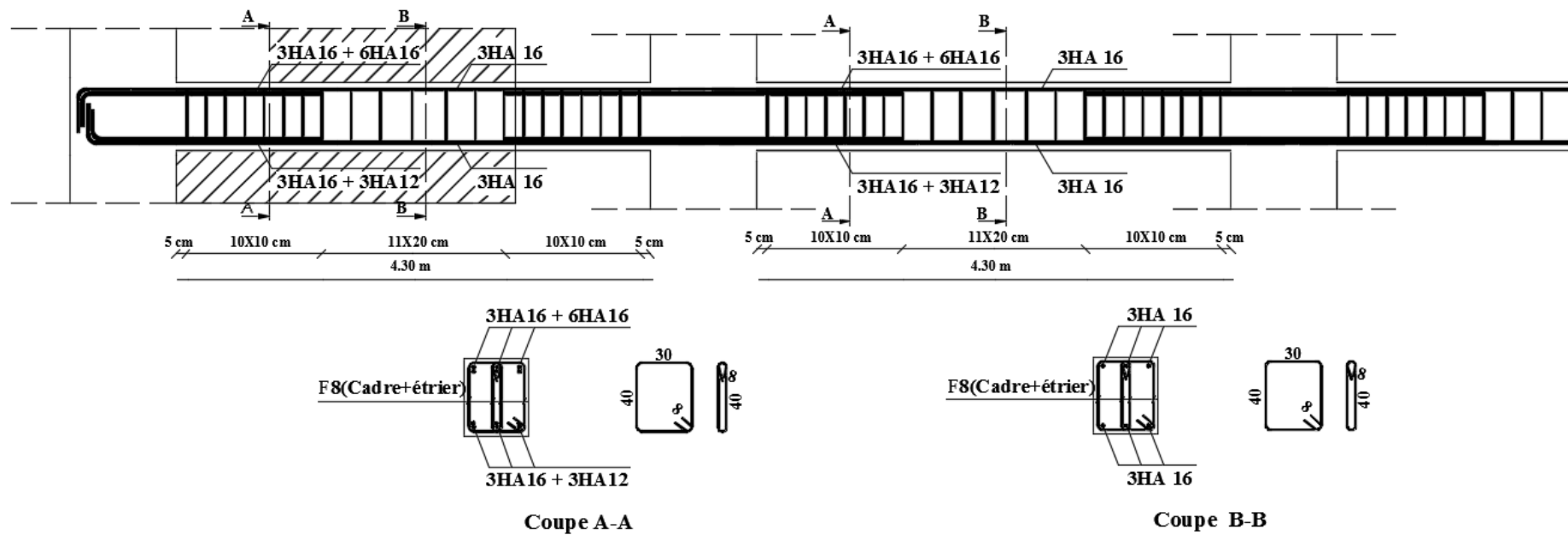
Tableau VI.6 : Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaires.

Type	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espaceement des armatures transversales [cm]	
P.P.P	Lit inférieur	3HA16 (filantes)+ 3HA 14 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA16 (filantes)+(3HA 16+3HA20) (chapeaux)		Zone courante	20
P.P.L	Lit inférieur	3HA16 (filantes)+ 3HA 12 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	Lit supérieur	3HA16 (filantes)+ 6HA 16 (chapeaux)		Zone courante	20
P.S.P	Lit inférieur	3HA16 (filantes) + 3HA 12 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	8
	Lit supérieur	3HA16 (filantes) + 3HA 12 (chapeaux)		Zone courante	15
P.S.L	Lit inférieur	3HA16 (filantes)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	8
	Lit supérieur	3HA16 (filantes)		Zone courante	15

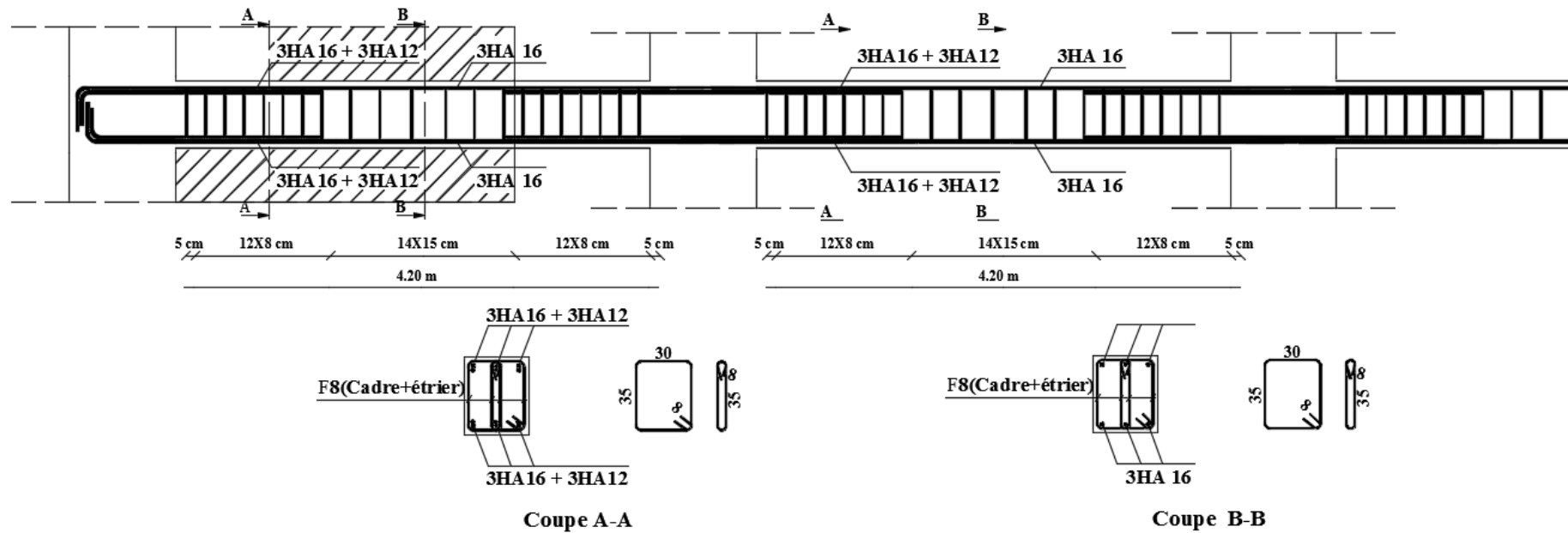
Plan de ferrailage des poutres principales avoisinant les voiles.



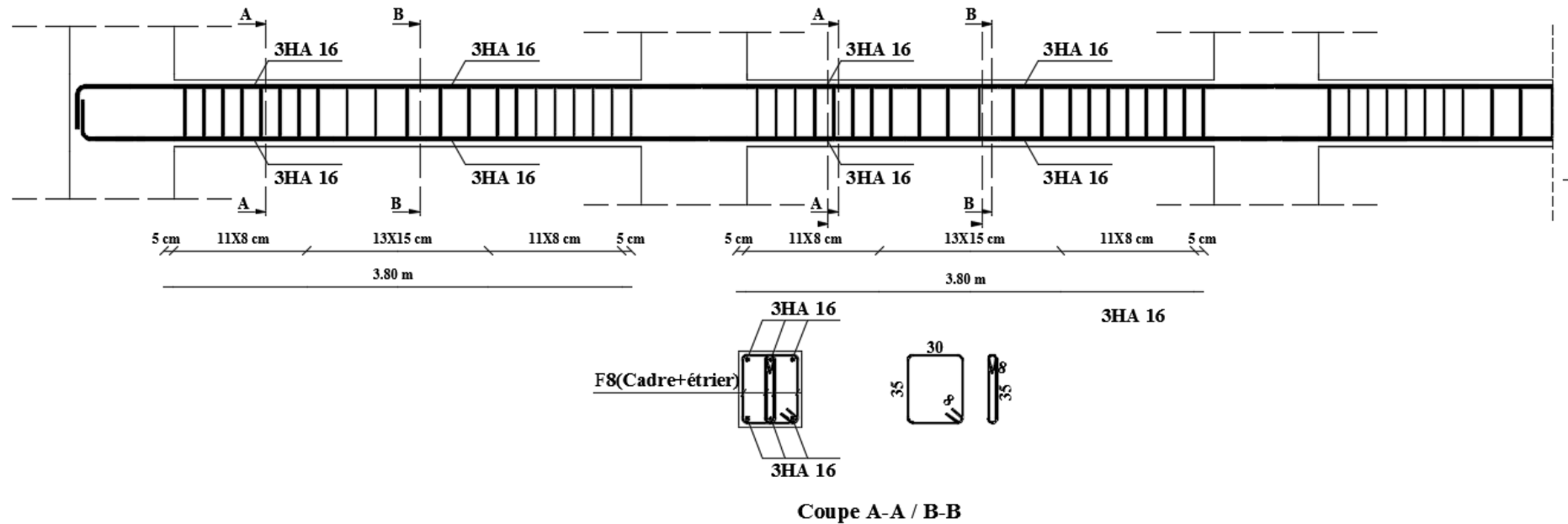
Plan de ferrailage des poutres principales éloignées les voiles.



Plan de ferrailage des poutres secondaires avoisinant les voiles.



Plan de ferrailage des poutres secondaires éloignées des voiles.



VI.2 Ferrailage des poteaux:

VI.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal « N » et les moments « M_2 » et « M_3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » et les moments « M_2 » et « M_3 » correspondants.
- Moments « M_2 » et « M_3 » et leurs efforts normaux « N » correspondants.

❖ Combinaisons de calcul :

a. Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{A l'ELS : } G+Q \end{cases}$$

b. Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VI.2.2 Recommandation du RPA 99/2003 pour le ferrailage des poteaux (Art 7.4.2) :

➤ Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de : **0.8%** de la section du poteau.

- Le pourcentage maximal est de :

- **4%** en zone courante et
- **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Section des poteaux [cm ²]	A _{minimal} [cm ²] (0.8 % de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
50X50	20	100	150
45X45	16.2	81	121.5
40X40	12.8	64	96

➤ **Armatures transversales (Article 7.4.2.2) [1]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul.
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

. **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\emptyset_1, 15\text{cm})$ en zone I et II.

. **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\emptyset_1$ en zone I et II.

Où :

\emptyset_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit :

- . Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%
- . Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%
- . Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g est l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$.

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

VI.2.3. Calcul des armatures :

1. Armatures longitudinales

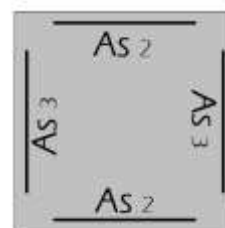
Tableau VI.2.2 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.

Sections [cm ²]	Sollicitations	N [kN]	M [kN.m]	Type	Max (A_{inf} ; A_{sup}) [cm ²]	A_{min} [cm ²]	$A_{adoptée}$ [cm ²]
50x50	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-2350.24	2.484	ELU	0	20	12HA16+4HA14
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-2350.24	1.774	ELU	0		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	636.81	4.979	0.8G±E	8.24		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	636.81	0.667	0.8G±E	8		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-1074.39	43.419	G+Q±E	0		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-94.86	94.778	G+Q±E	3.9		
45x45	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1877.36	26.864	ELU	0	16.2	8HA16+8HA14
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1877.36	3.711	ELU	0		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	333.92	4.339	0.8G±E	4.45		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	333.92	0.521	0.8G±E	4.21		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-574.76	41.014	G+Q±E	0		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-103.86	126.654	G+Q±E	6.48		
40x40	$N^{max} \rightarrow M2^{corr}$	-1096.91	28.018	ELU	0	12.8	12HA14+4HA12
	$N^{max} \rightarrow M3^{corr}$	-1096.91	2.971	ELU	0		
	$N^{min} \rightarrow M2^{corr}$	68.17	2.342	0.8G±E	1.02		
	$N^{min} \rightarrow M3^{corr}$	68.17	0.111	0.8G±E	0.86		
	$M2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-331.79	62.684	ELU	0.58		
	$M3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-90.65	114.337	G+Q±E	6.95		

. Détermination des armatures longitudinales des poteaux (Exemple : Poteaux de 50x50 cm²) .

. As_2 : Armatures dans le sens y-y.

. As_3 : Armatures dans le sens x-x.

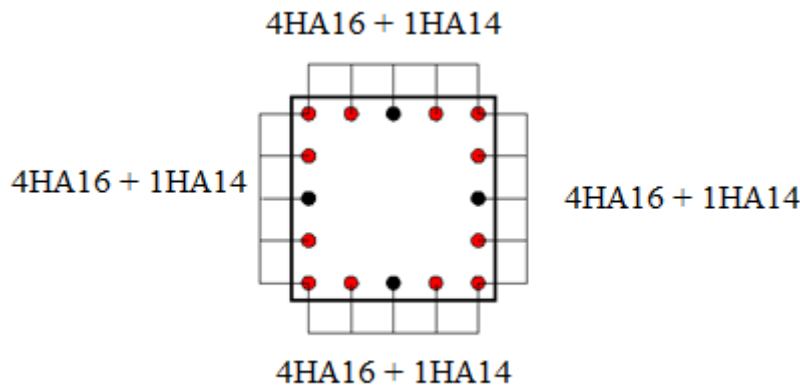


Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

. **Sens x-x** : $A_{S3} = 8.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{S3 \text{ adoptée}} = 4\text{HA } 16 + 1\text{HA } 14 = 9.58 \text{ cm}^2$.

. **Sens y-y** : $A_{S2} = 8.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{S2 \text{ adoptée}} = 4\text{HA } 16 + 1\text{HA } 14 = 9.58 \text{ cm}^2$.

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section. Ce qui donne le ferraillage suivant :



Donc :

$$A_{\text{totale-adoptée}} = 12\text{HA } 16 + 4\text{HA } 14 = 30.27 \text{ cm}^2 > A_{\text{min-RPA}} = 20 \text{ cm}^2.$$

· **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 $50 \times 50 \text{ cm}^2$, elle est égale à : $\frac{1}{4} \times [h - (c + c')] = \frac{1}{4} \times [50 - (3 + 3)] = 11 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$. 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.2.3 : Longueur de recouvrement des armatures longitudinales.

Diamètre des barres [mm]	L_r [cm]
16	64
14	56

1. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h_1 f_e}$$

Où :

- V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).
- $f_e = 400$ MPa.
- t : Espacement des armatures transversales **tel que :**

. **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\Phi_1, 15\text{cm}) \Rightarrow t = 14 \text{ cm}$.

. **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\Phi_1 \Rightarrow t' = 21 \text{ cm}$.

. ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique λ_g ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

- **Détermination de « λ_g » et de « ρ_a »**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} ; \text{ où } I_f = 0.7I_o = 0.7(3.06 - 0.4) = 1.862.$$

Donc :

Tableau VI.2.4 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Sections [m ²]	$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$	ρ_a
0.5x0.5	3.724	3.75
0.45x0.45	4.137	3.75
0.4x0.4	4.655	3.75

- **Détermination de la section minimale des armatures transversales :**

Tableau VI.2.5 : Sections minimales des armatures transversales.

Sections [cm ²]	λ_g	$A_{t \min}/t.b_1$ [%]	$A_{t \min}$ [cm ²]	
50x50	3.724	0.619	Zone nodale (t= 10 cm)	3.095
			Zone courante (t=15 cm)	4.6425
45x45	4.137	0.516	Zone nodale (t= 10 cm)	2.322
			Zone courante (t=15 cm)	3.483
40x40	4.655	0.386	Zone nodale (t= 10 cm)	1.544
			Zone courante (t=15 cm)	2.316

- **Remarque :**

Les valeurs du pourcentage « $A_{t \min}/t.b_1$ » pour tous poteaux sont obtenues par interpolation.

- **Détermination des armatures transversales :**

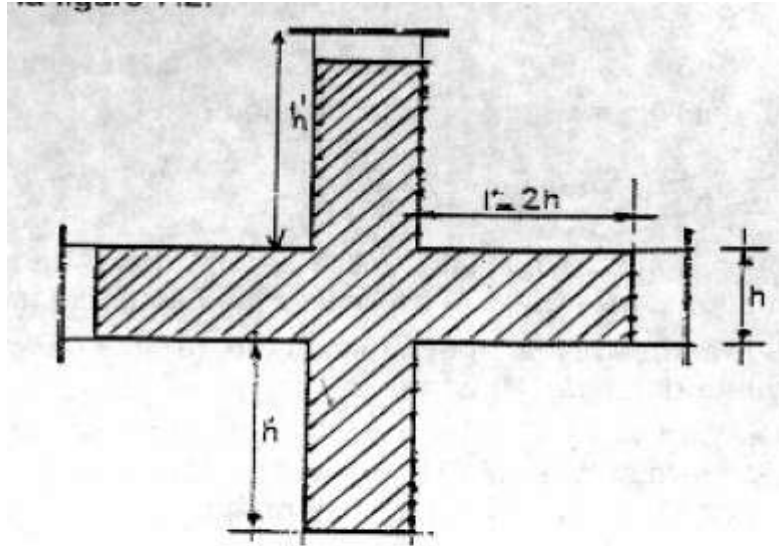
Tableau VI.2.6 : Armatures transversales.

Section s [cm²]	ρ _a	V _u [kN]	Espacement « t » [cm]		h ₁ [cm]	f _e [kN/cm ²]	A _t calculée [cm²]	A _t min [cm²]	A _t adoptée [cm²]
50x50	3.75	60.53	Zone nodale	10	50	40	1.135	3.095	6HA 10= 4.71 (3 cadres de φ10)
			Zone courante	15			1.7	4.6425	
45x45	3.75	84.99	Zone nodale	10	45		1.77	2.322	6HA 10= 4.71 (3 cadres de φ10)
			Zone courante	15			2.656	3.483	
40x40	3.75	81.99	Zone nodale	10	40		1.92	1.544	4HA 10= 3.14 (2 cadres de φ10)
			Zone courante	15			2.88	2.316	

· Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poteaux est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [1] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$



$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$$

FIG. 7.2 : zone nodale

Avec :

- . h' : Hauteur de la zone nodale.
- . h_e : Hauteur libre d'étage ($h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$).
- . b_1 et h_1 : Dimensions transversales du poteau considéré.

D'où :

- . **Poteaux 50x50 cm²** : $h' = \text{Max} (286/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.
- . **Poteaux 45x45 cm²** : $h' = \text{Max} (286/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.
- . **Poteaux 40x40 cm²** : $h' = \text{Max} (286/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

VI.2.4. Vérifications

1. Sollicitation tangentes :

1.a. Article A.5.1 ,211 du BAEL 99 [3]

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

1.b. Article 7.4.3.2 du RPA 99/version 2003 [1]

$$\tau_{bu} = \frac{V_{\max.E}}{b.d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire. Et $V_{\max-E}$ est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant sous combinaisons sismiques.

Les résultats des deux vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.7 : Vérifications des poteaux sous sollicitations tangentes.

Sections [cm ²]	V _{max-ELU} [kN]	V _{max-E} [kN]	τ_u [MPa]	τ_{bu} [MPa]	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]
50x50	19.13	60.53	0.076	0.242	0.04	3.33	1
45x45	29.5	84.99	0.145	0.42	0.04	3.33	1
40x40	42.67	81.99	0.266	0.512	0.04	3.33	1

Les exigences des deux articles sont satisfaites, il n'y a donc pas de risque de cisaillement.

1. Condition de non fragilité (A.4.2 ,1 du BAEL 99) [3]

$$\text{En flexion composé : } A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . \text{ Où } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$d = 0.9h$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.8 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.

Sections [cm ²]	Sollicitations	N _s [kN]	M _s [kN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	A _{adoptée} > A _{min}
50x50	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1716.06	1.79	0.1043	6.73	30.27	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1716.06	1.31	0.0763	6.71		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-769.38	0.11	0.0143	6.68		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-769.38	15.357	2	7.93		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-1550.57	14.157	0.913	7.17		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1882.53	20.875	1.1	7.28		
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1370.48	19.292	1.41	6.15	28.39	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1370.48	2.722	0.199	5.5		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-461.93	0.145	0.0314	5.42		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-461.93	23.504	5.088	12.2		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-989.88	23.524	2.376	6.9		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-730.8	31.552	4.317	9.77		
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-801.76	20.179	2.522	5.82	11.12	Condition vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-801.76	2.188	0.273	4.38		
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-123.81	0.158	0.1276	4.32		
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-123.81	38.71	31.71	10.6		
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-244.24	45.931	18.8	0.34		
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-200.16	42.945	21.455	0.59		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article **A.4.2 ,1 du BAEL 91 [3]** sont donc satisfaites.

1. Vérification des contraintes à l'ELS :

3.a. Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**). [3]

3.b. Etat limite de compression du béton

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

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage SOCOTEC.

· **Remarque :**

Les sections d'armatures adoptées à introduire sont celles d'une seule face des poteaux (Exemple : poteaux de 50x50 [cm²] → $A_{adoptée} = 4HA\ 16 + 1HA\ 14 = 9.58\text{cm}^2/\text{face}$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.9 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.

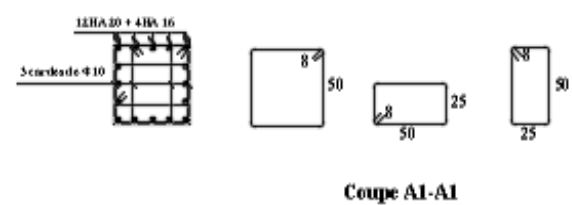
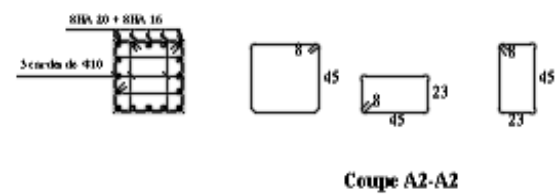
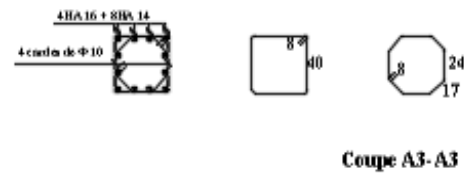
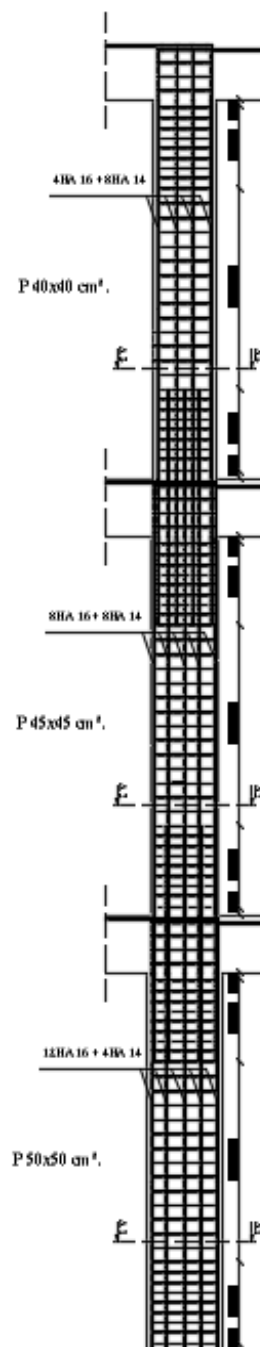
Sections [cm ²]	Sollicitations	N _s [kN]	M _s [kN.m]	A _{sup-adoptée} [cm ²]	A _{inf-adoptée} [cm ²]	σ _{bc-sup} [MPa]	σ _{bc-inf} [MPa]	σ _{bc} < σ _{bc} ⁻
50x50	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1716.06	1.79	9.58	9.58	6.22	6.09	C. Vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1716.06	1.31			6.21	6.11	C. Vérifiée
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-769.38	0.11			2.76	2.76	C. Vérifiée
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-769.38	15.357			3.34	2.18	C. Vérifiée
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-1550.57	14.157			6.09	5.03	C. Vérifiée
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-1882.53	20.875			7.54	5.97	C. Vérifiée
45x45	N ^{max} → M2 ^{corr}	-1370.48	19.292	9.11	9.11	6.93	5	C. Vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-1370.48	2.722			6.1	5.83	C. Vérifiée
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-461.93	0.145			2.02	2	C. Vérifiée
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-461.93	23.504			3.18	0.84	C. Vérifiée
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-989.88	23.524			5.48	3.13	C. Vérifiée
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-730.8	31.552			4.75	1.61	C. Vérifiée
40x40	N ^{max} → M2 ^{corr}	-801.76	20.179	7.1	7.1	5.87	2.97	C. Vérifiée
	N ^{max} → M3 ^{corr}	-801.76	2.188			4.58	4.27	C. Vérifiée
	N ^{min} → M2 ^{corr}	-123.81	0.158			0.69	0.67	C. Vérifiée
	N ^{min} → M3 ^{corr}	-123.81	38.71			4.43	0	C. Vérifiée
	M2 ^{max} → N ^{corr}	-244.24	45.931			5.38	0	C. Vérifiée
	M3 ^{max} → N ^{corr}	-200.16	42.945			5	0	C. Vérifiée

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.10 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Sections [cm ²]	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
			Zone nodale	
50x50	12HA 16 + 4HA 14	3 cadres de $\Phi 10$	Zone courante	10
				15
45x45	8HA 16 + 8HA14	3 cadres de $\Phi 10$	Zone nodale	10
			Zone courante	15
40x40	4HA 16 + 2HA14	2 cadres de $\Phi 10$	Zone nodale	10
			Zone courante	15



VI.3 Les voiles :**VI.3.1 Introduction :**

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse tel 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.

Ils sont calculés en flexion composée à l'aide de la méthode des contraintes résultantes des combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \quad 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).} \\ \cdot \quad G + Q \pm E. \\ \cdot \quad 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

Dans le but de faire face aux différentes sollicitations auxquelles ils sont exposés, les voiles doivent comportés trois types d'armatures (Armatures verticales, horizontales et transversales).

VI.3.2 Recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour le ferraillage des voiles**a. Armatures verticales (Article 7.7.4.1)**

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% ($0.2\% \cdot L_t \cdot e$).

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.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

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.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.3 Calcul des armatures :**❖ Armatures verticales :****· Méthode de calcul :**

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- . 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.

b. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2l'}{3} \right) \text{ (Art. 7.7.4 du RPA 99)[1].}$$

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.P.C : $l' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} . L$ (Théorème de Thalès).
 - . σ_{\min} : Est à prendre en valeur absolue.
 - . Pour une S.E.T : $l' = 0$ m.

c. Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e$$

Où :

- . e : Epaisseur du voile.
- . σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès.

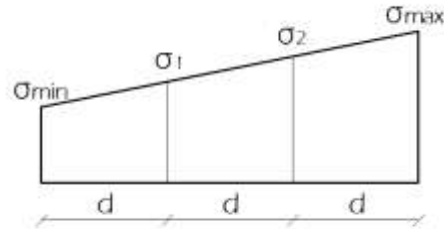
d. Calcul des sections d'armatures :

Trois cas de sections peuvent se présenter :

· **1^{er} cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)**

Une section est dite entièrement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux supérieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} > 0$), dans ce cas :

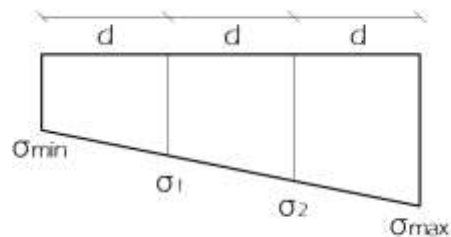
$$Av_i = \frac{N_{ui} - B.f_{bc}}{\sigma_s}$$



· **2^{ème} cas : Section entièrement tendue (S.E.T)**

Une section est dite entièrement tendue si les contraintes minimales et maximales sont toutes les deux inférieures à zéro (σ_{\min} et $\sigma_{\max} < 0$), dans ce cas :

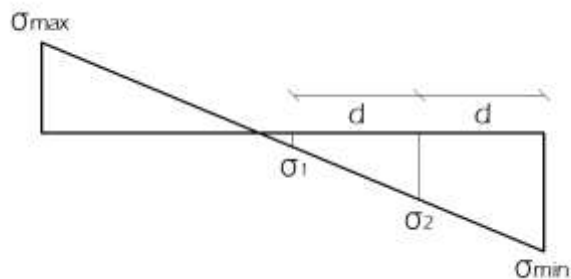
$$Av_i = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



· **3^{ème} cas : Section partiellement tendue ou partiellement comprimée (S.P.T ou S.P.C)**

Une section est dite partiellement tendue ou partiellement comprimée si les contraintes minimales et maximales sont de signe différent, dans ce cas :

$$Av_i = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$$



✓ **Armatures horizontales :**

. Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 99 [3]** : $A_H = 1/3 A_{\text{adoptée}}$. Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés et $1/4$ dans le cas contraire

. Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [1]** : $A_{H-\min} = 0.15\% . L.e$

Donc :

$$A_{H-\text{calculée}} = \max (A_{H-\text{BAEL}} ; A_{H-\min-\text{RPA}})$$

✓ **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 99**)[1] . D'où :

$$A_{tr \text{ adoptée}} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2.$$

➤ **Sections minimales des armatures verticales :****a. Section entièrement comprimée :**

. Selon l'article **A.8.1,21 du BAEL 99[3]** :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml. Aussi : } 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

. Selon l'article **7.7.4.3 du RPA 99 [1]**:

$$A_{\min} \geq 0.15\% B.$$

Où :

. B : Section du tronçon considéré.

b. Section entièrement ou partiellement tendue :

. Selon l'article **A.4.2, 1 du BAEL 99[3]** (Condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} \geq \frac{b.d.f_{t28}}{f_e}$$

. Selon l'article **7.7.4.1 du RPA 99 [1]**:

$$A_{\min} \geq 0.2\%B.$$

- **Remarque :**

$$A_{\min} = \max (A_{\min\text{-RPA}} ; A_{\min\text{-BAEL}})$$

VI.3.4 Vérifications :

a. Contraintes limites de cisaillement

L'effort tranchant « V_u » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S_{12} » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L_{xe}$).

. Selon l'article (A.5.1 ,211 du BAEL 99)[3].

$$\tau_u = \frac{V_{\max\text{-ELU}}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}.$$

Où : $V_{\max\text{-ELU}}$ est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

. Selon l'article 7.7.2 du RPA 99 / modifié 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

. $\bar{V} = 1.4 V_{\max\text{-E}}$ ($V_{\max\text{-E}}$: Valeur de l'effort tranchant maximal sous sollicitations sismiques).

. b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

. d : hauteur utile = $0.9h$.

. h : hauteur totale de la section brute.

b. Vérification à l'ELS :

A l'état limite de service il faut vérifier que la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$. Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement tel que :

- . **V_{L1}** : Voiles de 1.55 m de longueur.
- . **V_{L2}** : Voiles de 4.70 m de longueur.
- . **V_{L3}** : Voiles de 2.60 m de longueur.
- . **V_{L4}** : Voiles de 4.00 m de longueur.
- . **V_{T1}** : Voiles de 2.85 m de longueur.
- . **V_{T2}** : Voiles de 4.20 m de longueur.
- . **V_{T3}** : Voiles de 4.30 m de longueur.
- . **V_{T4}** : Voiles de 1.45 m de longueur.

Les Voiles « V₁ » et « V₂ » sont divisés en fonction des étages comme suit :

- . **Zone I** : Ssol , RDC et 1^{er} étage.
- . **Zone II** : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- . **Zone III** : 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3.1 : Détermination du ferrailage des voiles « L_{LI} ».

Zones		I	II	III
L [m]		1.55	1.55	1.55
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{\max} [kN/m ²]		7929.36	4563.5	4069.73
σ_{\min} [kN/m ²]		-5477.85	-2493.81	-2837.82
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L _c [m]		2.97	1.00	0.9132
L _t [m]		1.78	0.5477	0.6367
d [m]		0.89	0.27385	0.31839
Bande 1	N _{u1} [kN]	195.0456	76.83	101.64
	A _{v1} [cm ²]	4.89	1.92	2.54
Bande 2	N _{u2} [kN]	65.01	25.6	33.88
	A _{v2} [cm ²]	1.625	0.64	0.84
Choix/nappe/bande	A _{v1} [cm ²]	8HA12(9.05) e =9cm	8HA12 9.05cm	8HA12 9.05cm
	A _{v2} [cm ²]	6HA12(6.78) e = 12cm	6HA12 6.78cm	6HA12 6.78cm
A totale-adoptée[cm ²]		42HA12 (47.46)	42HA12 (47.46)	42HA12 (47.46)
A _{min} [cm ²]		10.98		
A horizontales/ nappe [cm ²]		11.865	11.865	11.865
Choix par nappe		17HA10(13.26) avec un e =15cm		
A transversales[cm ²]		4 épingles de HA8 / m ²		
Effort tranchant	V _{u-ELU} [kN]	164.39		
	V _{u-E} [kN]	194.54		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.785(Condition vérifiée)		
	τ_{bu} [MPa]	1.301(Condition vérifiée)		
Contraintes ELS	N _s [kN]	968.91		

	σ_{bc} [MPa]	3.55 (Condition vérifiée)
--	------------------------	---------------------------

Tableau VI.3.2 : Détermination du ferraillage des voiles « V_{L2} ».

Zones		I	II	III
L [m]		4.7	4.7	4.7
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m ²]		10859.74	6309.25	3213.83
σ_{min} [kN/m ²]		-7399.51	-3526.03	-1836.78
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L _c [m]		2.79	3.015	2.9907
L _t [m]		1.90	1.68498	1.7092
d [m]		0.95	0.84249	0.8546
Bande 1	N _{u1} [kN]	792.76	334.197	176.59
	A _{v1} [cm ²]	19.81	8.35	4.41
Bande 2	N _{u2} [kN]	264.25	111.4	58.86
	A _{v2} [cm ²]	6.6	2.79	1.47
Choix/nappe/bande	A _{v1} [cm ²]	20HA12(22.6) e =10cm	20HA12 22.6cm	20HA12 22.6cm
	A _{v2} [cm ²]	10HA12(11.3) e =20cm	10HA12 11.3cm	10HA12 11.3cm
A totale-adoptée[cm ²]		68HA12 (76.84)	68HA12 76.84	68HA12 76.84
A _{min} [cm ²]		33.31		
A horizontales/ nappe [cm ²]		19.21	19.21	19.21
Choix par nappe		25HA10 (19.5cm)avec e = 11cm		
A transversales[cm ²]		4 épingles de HA8 / m ²		
Effort tranchant	V _{u-ELU} [kN]	226.97		
	V _{u-E} [kN]	1243.85		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.358 (Condition vérifiée)		
	τ_{bu}	2.74 (Condition vérifiée)		

	[MPa]	
Contraintes ELS	N _s [kN]	2520.2
	σ _{bc} [MPa]	3.07 (Condition vérifiée)

Tableau VI.3.3 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{L3} ».

Zones		I	II	III
L [m]		2.6	2.6	2.6
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ _{max} [kN/m ²]		10176.1	3793.41	1836.4
σ _{min} [kN/m ²]		-7717.12	-2126.64	-958.87
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L _c [m]		1.4786	1.66	1.70
L _t [m]		1.1213	0.93	0.89
d [m]		0.56	0.465	0.446
Bande 1	N _{u1} [kN]	485.98956	111.25	48.11
	A _{v1} [cm ²]	12.15	2.78	1.2
Bande 2	N _{u2} [kN]	161.99	37.08	16.03
	A _{v2} [cm ²]	4.05	0.93	0.4
Choix/nappe/bande	A _{v1} [cm ²]	6HA12(6.78) e =10cm	6HA12(6.78) e =10cm	6HA12(6.78) e =10cm
	A _{v2} [cm ²]	4HA12(4.52) e =16cm	4HA12(4.52) e =16cm	4HA12(4.52) e =16cm
A totale-adoptée[cm ²]		42HA12 (47.46cm)	42HA12 (47.46cm)	42HA12 (47.46cm)
A _{min} [cm ²]		30.47		
A horizontales/ nappe [cm ²]		11.86	11.86	11.86
Choix par nappe		18HA10 (14.04) avec un e=15cm		
A transversales[cm ²]		4 épingles de HA8 / m ²		
Effort tranchant	V _{u-ELU} [kN]	138.04		

	V_{u-E} [kN]	715.83
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.24 (Condition vérifiée)
	τ_{bu} [MPa]	1.73 (Condition vérifiée)
Contraintes ELS	N_s [kN]	1274.1
	σ_{bc} [MPa]	1.75 (Condition vérifiée)

Tableau VI.3.4 : Détermination du ferraillage des voiles « V_{L4} ».

Zones		I	II	III
L [m]		4.00	4.00	4.00
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m ²]		11421.63	5837.32	2170.11
σ_{min} [kN/m ²]		-8621.32	-3843.93	-1196.72
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L _c [m]		2.27	2.41	2.578
L _t [m]		1.72	1.588	1.421
d [m]		0.86	0.794	1.421
Bande 1	N _{u1} [kN]	834.112	343.359	95.588
	A _{v1} [cm ²]	20.85	8.58	2.389
Bande 2	N _{u2} [kN]	278.037	114.45	31.86
	A _{v2} [cm ²]	6.95	2.86	0.796
Choix/nappe/bande	A _{v1} [cm ²]	14HA14(21.56) e=13cm	14HA12 15.82cm	14HA12 15.82cm
	A _{v2} [cm ²]	10HA12(11.3) e=19cm	10HA12 11.3cm	10HA12 11.3cm
A totale-adoptée [cm ²]		72.5cm	61.02	61.02
A _{min} [cm ²]		30.47		
A horizontales/ nappe [cm ²]		18.125	15.255	15.255
Choix par nappe		25HA10 (19.5cm) avec un e=12cm		
A transversales [cm ²]		4 épingles de HA8 / m²		

Effort tranchant	V_{u-ELU} [kN]	223.2
	V_{u-E} [kN]	1130.69
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.413 (Condition vérifiée)
	τ_{bu} [MPa]	2.93 (Condition vérifiée)
Contraintes ELS	N_s [kN]	1840.87
	σ_{bc} [MPa]	2.57 (Condition vérifiée)

Tableau VI.3.5 : Détermination du ferraillage des voiles « V_{Tl} ».

Zones		I	II	III
L [m]		2.85	2.85	2.85
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m ²]		7456.29	4368.47	3600.36
σ_{min} [kN/m ²]		-4223.03	-1549.91	-1537.16
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_c [m]		1.8194	2.1036	1.997
L_t [m]		1.0305	0.7463	0.8527
d [m]		0.515	0.373	0.426
Bande 1	N_{u1} [kN]	244.67	65.038	73.67
	A_{v1} [cm ²]	6.116	1.625	1.84
Bande 2	N_{u2} [kN]	81.557	21.68	24.55
	A_{v2} [cm ²]	2.039	0.54	0.614
Choix/nappe/bande	A_{v1} [cm ²]	8HA12(9.04) e=15cm	8HA12 9.04cm	8HA12 9.04cm
	A_{v2} [cm ²]	6HA12(6.78) e=20cm	6HA12 6.78	6HA12 6.78
$A_{totale-adoptée}$ [cm ²]		34HA12 38.42	34HA12 38.42	34HA 38.42
A_{min} [cm ²]		20.19		

A horizontales/ nappe [cm²]		9.605	9.605	9.605
Choix par nappe		14HA10 (10.92) avec e=20cm		
A transversales[cm²]		4 épingles de HA8 / m²		
Effort tranchant	V_{u-ELU} [kN]	209.37		
	V_{u-E}[kN]	356.94		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.544 (Condition vérifiée)		
	τ_{bu} [MPa]	1.3 (Condition vérifiée)		
Contraintes ELS	N_s [kN]	1477.26		
	σ_{bc} [MPa]	3.02 (Condition vérifiée)		

Tableau VI.3.6 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T2} ».

Zones		I	II	III
L [m]		4.2	4.2	4.2
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m²]		6100.48	3716.46	1475.28
σ_{min} [kN/m²]		-4119.09	-2312.59	-744.11
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_c [m]		2.5071	2.588	2.7918
L_t [m]		1.6928	1.611	1.408
d [m]		0.845	0.8055	0.704
Bande 1	N_{u1} [kN]	391.57	219.84	58.93
	A_{v1} [cm²]	9.789	5.49	1.47
Bande 2	N_{u2} [kN]	130.52	73.28	19.64
	A_{v2} [cm²]	3.26	1.83	0.49
Choix/nappe/bande	A_{v1} [cm²]	12HA12(13.59) e=15cm	12HA12 13.59	12HA12 13.59
	A_{v2} [cm²]	8HA12(9.04) e=22cm	8HA12 9.04	8HA12 9.04
A totale-adoptée[cm²]		48HA12	54.24	54.24

		54.24		
A_{min} [cm²]		29.76		
A_{horizontales/ nappe} [cm²]		13.56	13.56	13.56
Choix par nappe		18HA10 (14.04cm) avec e=15cm		
A_{transversales}[cm²]		4 épingles de HA8 / m²		
Effort tranchant	V_{u-ELU} [kN]	158.32		
	V_{u-E}[kN]	689.58		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.28 (Condition vérifiée)		
	τ_{bu} [MPa]	1.7 (Condition vérifiée)		
Contraintes ELS	N_s [kN]	1274.46		
	σ_{bc} [MPa]	1.78 (Condition vérifiée)		

Tableau VI.3.7 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T3} ».

Zones		I	II	III
L [m]		4.3	4.3	4.3
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m²]		6022.21	3688.7	1496.22
σ_{min} [kN/m²]		-4092.45	-2307.9	-749.31
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_c [m]		2.56	2.645	2.865
L_t [m]		1.73	1.654	1.434
d [m]		0.865	0.827	0.717
Bande 1	N_{u1} [kN]	398.246	214.72	60.44
	A_{v1} [cm²]	9.956	5.368	1.51
Bande 2	N_{u2} [kN]	132.748	71.57	20.14
	A_{v2} [cm²]	3.32	1.79	0.5
Choix/nappe/bande	A_{v1} [cm²]	12HA12(13.56) e =16cm	12HA12 (13.56cm)	12HA12 (13.56)
	A_{v2}	8HA12(9.04)	8HA12	8HA12

	[cm ²]	e =20cm	9.04cm	9.04cm
A totale-adoptée [cm ²]		30HA12 (46.2cm)	30HA12 (46.2cm)	30HA12 (46.2cm)
A min [cm ²]		30.47		
A horizontales/ nappe [cm ²]		11.55	11.55	11.55
Choix par nappe		18HA10 (14.04) avec un e=15cm		
A transversales [cm ²]		4 épingles de HA8 / m²		
Effort tranchant	V_u-ELU [kN]	138.04		
	V_u-E [kN]	715.83		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.24 (Condition vérifiée)		
	τ_{bu} [MPa]	1.73 (Condition vérifiée)		
Contraintes ELS	N_s [kN]	1274.1		
	σ_{bc} [MPa]	1.75 (Condition vérifiée)		

Tableau VI.3.8 : Détermination du ferrailage des voiles « V_{T4} ».

Zones		I	II	III
L [m]		1.45	1.45	1.45
e [m]		0.15	0.15	0.15
σ_{max} [kN/m²]		8228.14	7796.81	3244.56
σ_{min} [kN/m²]		-6011.74	-5658.85	-2223.53
Nature de la section		S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_c [m]		0.837	0.84	0.86
L_t [m]		0.612	0.609	0.589
d [m]		0.306	0.305	0.2945
Bande 1	N_{u1} [kN]	206.95	194.169	73.668
	A_{v1} [cm ²]	5.173	4.85	1.84
Bande 2	N_{u2} [kN]	68.98	64.723	24.55
	A_{v2} [cm ²]	1.72	1.618	0.614
Choix/nappe/bande		6HA12(6.78)	6HA12	6HA12

	[cm ²]	e=13cm	6.78	6.78
	A _{v2} [cm ²]	4HA12(4.52) e=19cm	4HA12 4.52	4HA12 4.52
A totale-adoptée[cm ²]		22HA12 24.86	24.86	24.86
A _{min} [cm ²]		10.28		
A horizontales/ nappe [cm ²]		6.215	6.215	6.215
Choix par nappe		14HA10 (10.92cm) avec e=20cm		
A transversales[cm ²]		4 épingles de HA8 / m ²		
Effort tranchant	V _{u-ELU} [kN]	120.23		
	V _{u-E} [kN]	712.28		
Contraintes de cisaillement	τ_u [MPa]	0.615 (Condition vérifiée)		
	τ_{bu} [MPa]	5.00 (Condition vérifiée)		
Contraintes ELS	N _s [kN]	801.128		
	σ_{bc} [MPa]	2.88 (Condition vérifiée)		

VI.3.5 Ferraillage des linteaux :

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

(Article 7.7.2 du RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton limité comme suit :

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2f_{c28}$$

Ou : $\tau_b = \overline{V}/b_0d$ avec $V = 1.4 \pi$.

b_0 : l'épaisseur du linteau ou du voile.

π : effort tranchant.

\overline{V} : effort tranchant majorait.

d : hauteur utile = 0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

✓ 1^{er} cas de ferraillage :

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} . \quad (\text{Article 7.7.3.1 du RPA/Version 2003})$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (Acier de peau) (A_c)

✓ **2^{ème} cas de ferraillage :**

$$\tau_b \geq 0,06 f_{c28} \quad (\text{article 7.7.3.2 du RPA/Version 2003})$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), Transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales A_D à disposer obligatoirement .

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2fe \sin \alpha}$$

$$\text{Avec } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} .$$

➤ **Ferraillage du linteau :**

$$\tau_b = \bar{V}/b_0 d$$

$$\bar{V} : 1.4 \pi$$

$$\pi = \sigma . b_0 . h$$

avec:

σ : contrainte max des linteaux prise du logiciel ETABS

b_0 : épaisseur du linteau.

h : hauteur du linteau.

d : 0.9h.

$$\pi = 758.62 \times 0.15 \times 0.89 = 101.27 \text{ KN}.$$

$$\bar{V} = 1.4 \pi = 1.4(101.27) = 141.778 \text{ KN}.$$

$$d = 0.9(890) = 801 \text{ mm}$$

$$\tau_b = \frac{141778}{150 \times 801} = 1.18 \text{ Mpa}.$$

$$0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_b = 1.18 < 0.06 f_{c28}$$

Donc on est dans le premier cas :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec $Z = h - 2d'$

d' : distance d'enrobage.

M : moment du à l'effort tranchant

$$M = \bar{V} \cdot d$$

d : bras de levier .

$$M = 141.778 \times 1.2 = 170.13 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{170.13 \cdot 10^6}{(840)(400)} = 5.06 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_l = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$.

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{120}{89} = 1.35$$

$$\lambda_g > 1$$

Donc on est dans le cas d'un linteau long.

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{V}}.$$

S : Espacement des armatures transversales.

A_t : Section d'armature transversal.

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{89}{4} = 22.25 \text{ cm}.$$

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

$$A_t \geq \frac{S \cdot \bar{V}}{f_e \cdot Z}$$

$$A_t \geq \frac{(200)(141.778 \cdot 10^3)}{(400)(840)} = 84.39 \text{ mm}^2$$

$$A_t \geq 0.84 \text{ cm}^2.$$

On prend: $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$.

$$A_C \geq 0.002bh.$$

A_C : Armatures de peau.

$$A_C \geq 0.002 (15) (89) = 2.67 \text{ cm}^2.$$

On prend: $A_C = 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2$

VII.1 Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement conçu pour assurer la stabilité du talus derrière l'ouvrage, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

VII.2 Pré-dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article : «..Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

(Article 10.1.2) []

-Epaisseur ≥ 15 cm.

-Les armatures sont constituées en deux nappes.

-Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Dans notre cas on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

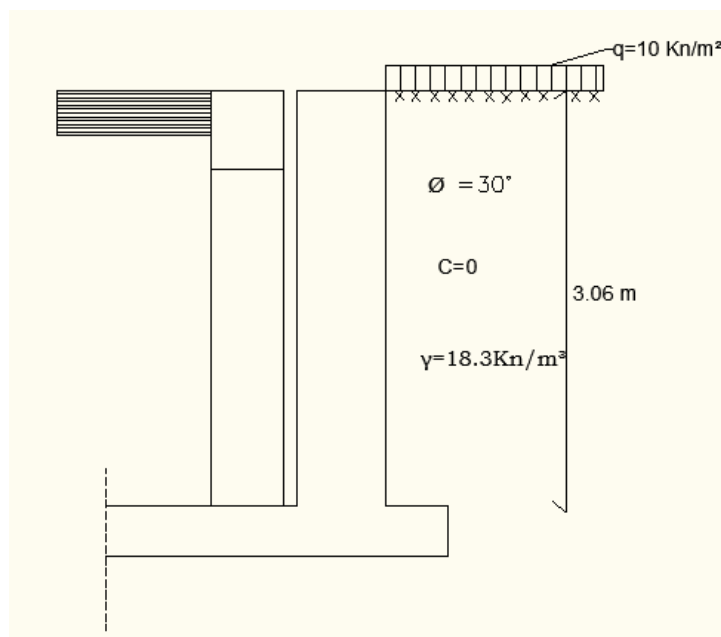


Figure VII-1 : schéma statique du mur plaque.

VII.3 Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastré au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au niveau du plancher de RDC.

Un joint de 1 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polystyrène, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

VII.4 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_h et σ_v

Avec : $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$ et $\sigma_v = q + \gamma \cdot h$

K_0 : Coefficient de poussée des terres ($K_0 = 1 - \sin\varphi$)

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contraintes verticales.

φ : Angle de frottement interne.

$$K_0 = 1 - \sin 30 = 0,5 \quad \Rightarrow \quad K_0 = 0,5$$

➤ **ELU :**

$$K_0 = 0,5$$

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q)$$

Pour :

$$\begin{cases} h=0 & \Rightarrow \sigma_h = 0,5(1,5 \cdot 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2. \\ h=3,06 & \Rightarrow \sigma_h = 0,5(1,35 \cdot 18,3 \cdot 3,06 + 1,5 \cdot 10) = 45,30 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

Pour :

$$\begin{cases} h=0 & \Rightarrow \sigma_h = 0,5(10) = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h=3,06 & \Rightarrow \sigma_h = 0,5(18,3 \cdot 3,06 + 10) = 33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

VII.5 Diagramme des sollicitations :

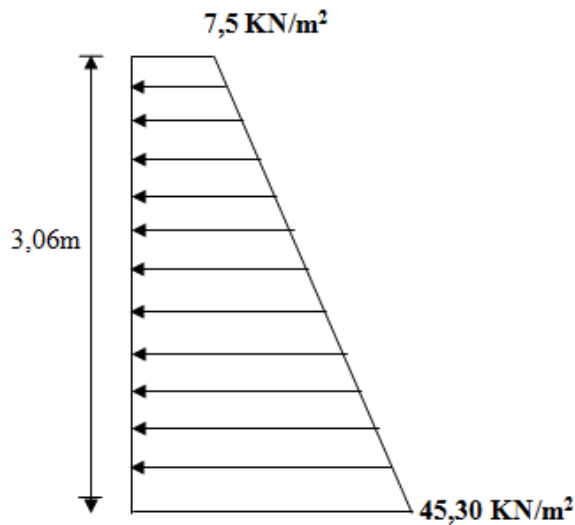


Figure VII .2 : Diagramme des
Contraintes à l'ELU.

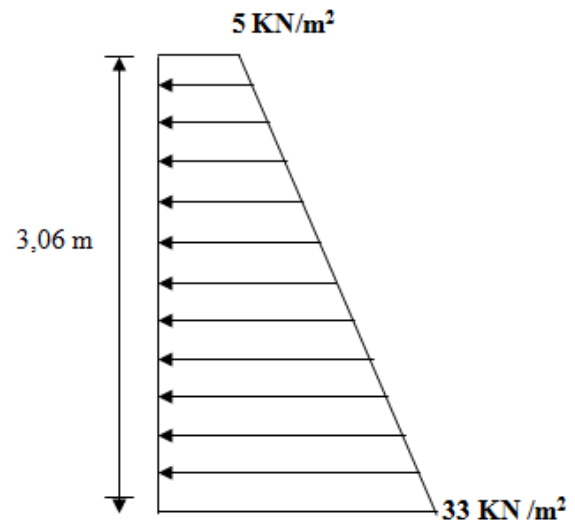


Figure VII.3 : Diagramme des
Contraintes à l'ELS.

Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 45,30 + 7,5}{4} = 35,85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 33 + 5}{4} = 26 \text{ KN/ml}$$

VII.6 Ferrailage de mur plaque:

✓ Identification des panneaux:

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3,06 \text{ m} \\ L_y = 4,7 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,7} = 0,65$$

$0,4 < \rho = 0,65 < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{le panneau travail dans les deux sens.}$

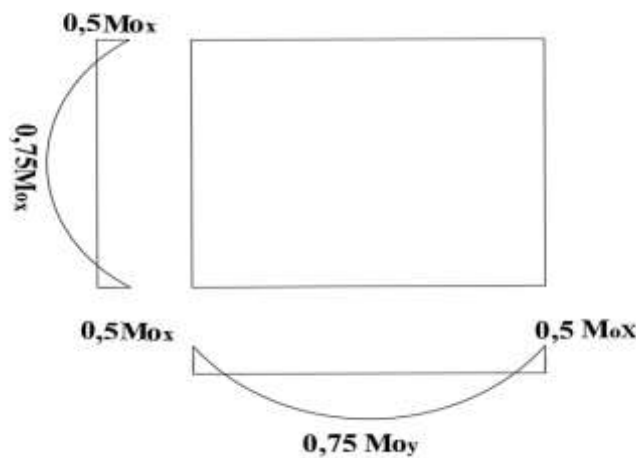
VII.7 Calcul à l'ELU :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,65 \\ v = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \mu_x = 0,0746 \\ \mu_y = 0,369 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0,0746 \times 35,85 \times 3,06^2 = 25,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,369 \times 25,04 = 9,24 \text{ KN.m}$$

a. Correction des moments :



✓ Moments en travée :

$$\text{Sens x-x : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75(25,04) = 18,78 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75(9,24) = 6,93 \text{ KN.m.}$$

✓ Moments aux appuis :

$$\text{Sens x-x : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5(25,04) = 12,52 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens y-y : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5(9,24) = 4,62 \text{ KN.m.}$$

b. Calcul des armatures :

On a :

$$b = 100\text{cm}, h = 20\text{cm}, d = 18\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,040 \quad , \quad \beta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18,78 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 18,348} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.1 : résultats du calcul des armatures du mur plaque.

Sens		$M_u(\text{kN.m})$	μ	β	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$	St(cm)
X-X	Appuis	12,52	0,027	0,987	2,00	2,02	4HA12=4,52	25
	Travée	18,78	0,040	0,980	2,00	3,06	4HA12=4,52	25
Y-Y	Appuis	4,62	0,01	0,995	2,00	0,74	4HA10=3,14	25
	Travée	6,93	0,015	0,993	2,00	1,11	4HA10=3,14	25

VII.8 Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens

(horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VII.9 Vérification à l'ELU:

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 \cdot \rho)}{2} \quad ; \quad \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot x \cdot h} \quad ; \quad \varphi = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

✓ Sens x-x :

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3-\rho)}{2} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \left(\frac{3-0,65}{2}\right) = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,88 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Vérification des espacements :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

Dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

✓ Sens x-x :

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y}, \quad \text{avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 35,85 \times 3,06 \times 4,7 = 515,59 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = \frac{515,59}{3 \times 4,7} = 36,56 \text{ KN}$$

✓ Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{515.59}{2 \times 4.7 + 3.06} = 41,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{41.38 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,23 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.9 Vérification à l'ELU:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,7} = 0,65 \quad \Rightarrow \quad \nu = 0,2 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0801 \\ \mu_y = 0,530 \end{cases}$$

a. Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0801 \times 26 \times (3,06)^2 = 19,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,530 \times 19,50 = 10,33 \text{ KN.m}$$

✓ Sens x-x :

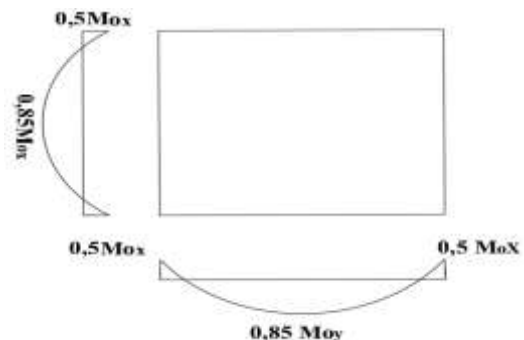
$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 19,50 = 9,75 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 19,50 = 16,58 \text{ KN.m}$$

✓ Sens y-y :

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 10,33 = 5,165 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 10,33 = 8,78 \text{ KN.m}$$



b. Vérification des contraintes:

b.1 Pour l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

b.2 Pour le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Ou : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide des abaques en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{b d}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à L'ELS pour le mur plaque.

Sens		Ms (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ	β_1	K ₁	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
X-X	Appui	9.75	4.52	0.251	0.920	47.50	130.26	2.74	15	201.63	c.v
	Travée	16.58	4.52	0.251	0.920	47.5	221.51	4.66	15	201.63	c.n.v
Y-Y	Appui	5.165	3.14	0.174	0.932	58.53	98.05	1.67	15	201.63	c.v
	Travée	8.78	3.14	0.174	0.932	58.53	166.68	2.85	15	201.63	c.v

➤ **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \checkmark \quad \frac{A}{bd} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec : h = 20cm hauteur totale.

L : Portee entre nus d'appuis..

M_t : Moment maximum en travée

M₀ : Valeur maximum du moment isostatique.

A : Section des armatures.

b : Longueur de la section.

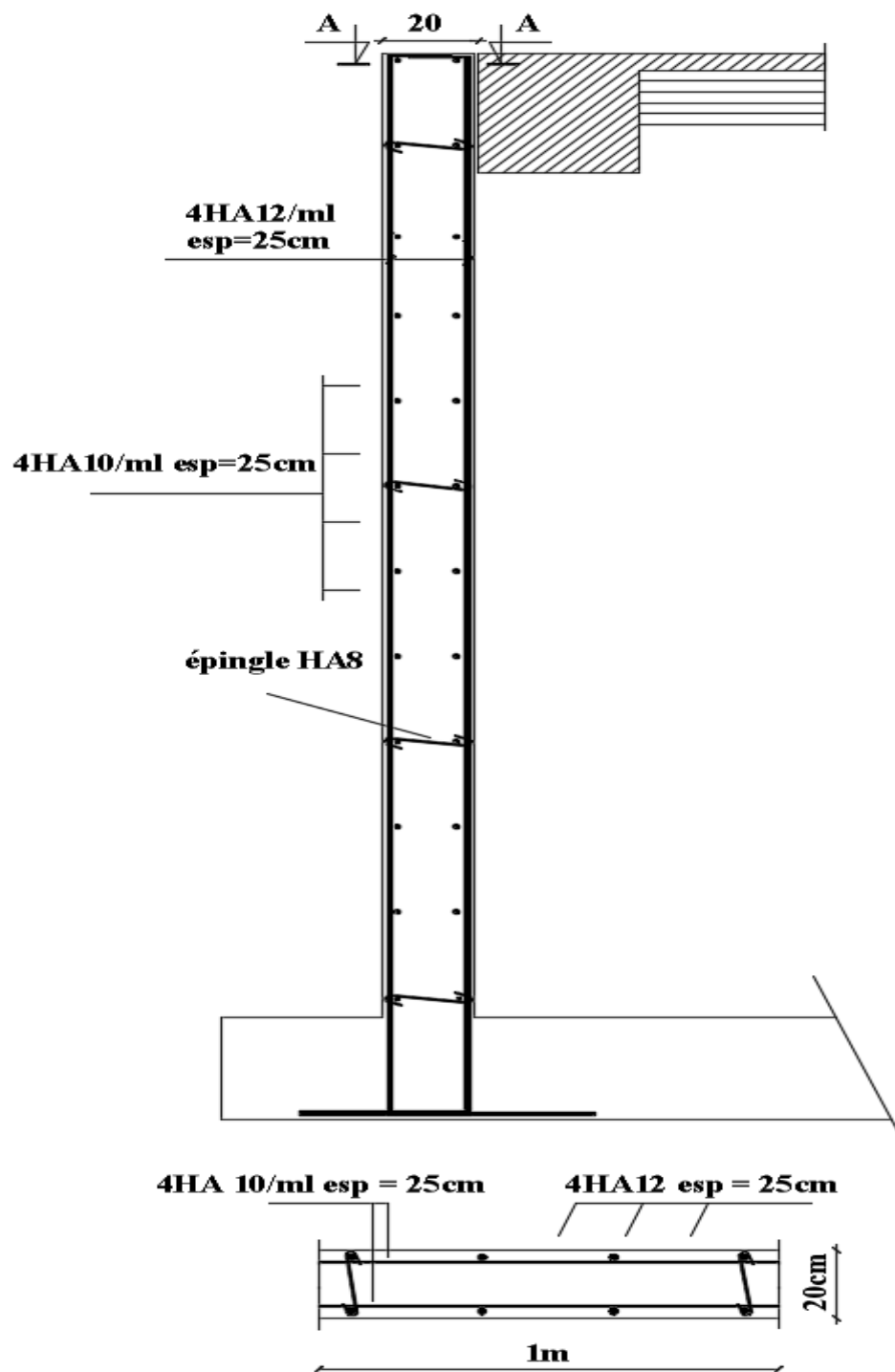
d : Hauteur utile de la section.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 > \frac{16.58}{10 \times 19.5} = 0.085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.54}{100 \times 18} = 0.025 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Plan de ferrailage du mur plaque



VIII.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie enterrée d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- . Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}}$).
- . 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).
 - . $G + Q \pm E$
 - . $0.8G \pm E$
- (Article 10.1.4.1 du RPA 99). [1]

VIII.2. Choix du type de fondations :

VIII.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 :

- . $N_{s, \max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Dédit du logiciel ETABS).
 - . S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$).
 - . $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: 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

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1716.06}{200}} = 2.93 \text{ m.}$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 3.5 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.

VIII.2.2 Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VIII.1 : Détermination de la surface totale des semelles sous voiles.

N _s [kN]	L [m]	B [m]	Nombre « n »	Surface [m ²] (S= B x L x n)
968.91	1.55	3.12	4	19.344
2520.2	4.70	2.68	1	12.59
1274.1	2.6	2.45	1	6.37
1840.87	4.00	2.3	1	9.2
1477.26	2.85	2.59	2	14.763
1274.46	4.20	1.52	1	6.384
1274.1	4.30	1.48	1	6.364
801.128	1.45	2.76	4	16.008
S _{1totale} des semelles sous voiles				91.023

b. Semelles sous poteaux « S₂ » :**✓ Etapes de calcul :**

. Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

. Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i),

. Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VIII.2 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

e_i [m]	N_i [kN]	$N_i \cdot e_i$ [kN.m]	M_i [kN.m]
-9.369	1244.109	-11656.06	3.907
-5.869	1169.786	-6865.47	5.451
-2.069	1484.495	-3071.42	6.737
2.231	2072.747	4624.3	7.106
6.431	1659.746	10673.82	4.43
Somme	7630.883	-6294.83	27.631

D'où :

$$e = \frac{6294.83 + 27.631}{7630.883} = 0.82 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.3}{6} = 3.22 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \cdot L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{si}. \text{ D'où :}$$

$$B \geq \frac{7630.883 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 0.82}{19.3})}{200 \cdot 19.3} = 2.22 \text{ m.}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 4(B \times L) = 4 \times (2.22 \times 19.3) + 4 \times (2.22 \times 9) = 251.304 \text{ m}^2.$$

c. Surface totale des semelles filantes :

$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 91.023 + 251.304 = 342.327 \text{ m}^2 = 96.1\%$ de la surface totale de la structure (356.135 m²).

$$S_{\text{S. filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VIII.2.3. Radier général :

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.

VIII.2.3.1 Pré-dimensionnement :

✓ Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}.$

✓ Epaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\begin{aligned} \cdot \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} &\Rightarrow \frac{470}{8} = 58.75 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{470}{5} = 94 \text{ cm}. \\ \cdot \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} & \text{(Condition de la longueur élastique)}. \end{aligned}$$

Où :

- . L_e : Longueur élastique.
- . L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.
- . E_v : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.86 \text{ MPa}$).
- . b : Largeur de la nervure du radier.

. I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

. K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \cdot \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (4,70)^4 \cdot 40}{10818,86 \cdot (3,14)^4}} = 0,962 \text{ m} = 96,2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_n = 100 \text{ cm}$.

✓ **Largueur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm}.$$

✓ **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\cdot \quad \frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{470}{50} = 9,4 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{470}{40} = 11,75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}.$$

➤ Conclusion :

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- . **Hauteur des nervures :** $h_n = 100 \text{ cm}$.
- . **Largueur 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 :** $c = 3 \text{ cm}$ (Article A.7.1 du BAEL 91) [3]

VIII.2.3.2 Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

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 : $G_{ss} = 45301,07 \text{ kN}$ et $Q_{ss} = 6007,24 \text{ kN}$. Donc : $N_s = 51308,31 \text{ kN}$.

D'où :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{51308.31}{200} = 256.54 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 256.54 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 356.135 \text{ m}^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (356.135 m²) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{débord}}) = 356.135 + (45.94) = \mathbf{402.075 \text{ m}^2}.$$

VIII.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 ».

Tableau VIII.3 : Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [kN]
G₁	[S _{radier} x h _r] x ρ _{béton}	402.075x0.3x25	3015.56
G₂	[b _n x (h _n -h _r) x L _{nervures}] x ρ _{béton}	[0.6x(1-0.3)x(30.39)(3)(25)+(0.6)(0.7)(13.5)(2)(25)+726.6+420]	2387.385
G₃	[(S _{radier} - S _{nervures})x(h _n -h _r)] x ρ _{remblai}	[(402.075-136.422)x(1-0.3)]x17	3161.27
G₄	[(S _{radier} - S _{nervures}) x h _d] x ρ _{béton}	[(402.075-136.422)x0.1]x25	664.132
G_{radier}	Σ G ₁ = G ₁ + G ₂ + G ₃ + G ₄	3015.56+2387.385+3161.27+664.132	9228.347

· **Surcharges d'exploitation du radier :**

Q_{RDC} : pris du **DTR page 18 [4]**

$$Q_{radier} = Q_{RDC} \times S_{radier} = 2.5 \times 402.075 = 1005.187 \text{ kN.}$$

· **Charges et surcharges totales de la structure :**

$$G_{total} = G_{ss} + G_{radier} = 45301.07 + 9228.347 = 54529.417 \text{ kN.}$$

$$Q_{total} = Q_{ss} + Q_{radier} = 6007.24 + 1005.187 = 7012.427 \text{ kN}$$

· **Combinaisons d'actions :**

. **À l'ELU :** $N_U = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 1.35 \times 54529.417 + 1.5 \times 7012.427 = 84133.35 \text{ kN.}$

. **À l'ELS :** $N_S = G_{total} + Q_{total} = 54529.417 + 7012.427 = 61541.844 \text{ kN.}$

VIII.2.3.4. Vérifications :

a. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99) [3]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

. $V_{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{84133.35 \times 1}{402.075} \times \frac{4.70}{2} = 491.73 \text{ kN.}$

. $b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$ Donc :

$$\tau_u = \frac{491.73 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 1.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

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

b. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42) []

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

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 tel que :

· **Sous poteau :**

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.5+0.5+2x1] = 6 \text{ m.}$$

· **Sous voile :**

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.15+4.70+2x1] = 13.7 \text{ m.}$$

Donc :

· **Sous poteau :**

$$N_u = 2350.24 \text{ kN} < 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4500 \text{ kN. La condition est vérifiée.}$$

· **Sous voile :**

$$N_u = 1057.017 \text{ kN} < 0.045 \times 13.7 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 10275 \text{ kN. La condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement (Art. 10.1.5 du RPA 99) [1]

Selon l'article, il faut vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

· **Sens X-X :**

$$e = \frac{53116.264}{61541.844} = 0.863 \text{ m} < \frac{30.39}{4} = 7.597 \text{ m.}$$

· **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{53469.559}{61541.844} = 0.869 \text{ m} < \frac{17.31}{4} = 4.3275 \text{ m.}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

d. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

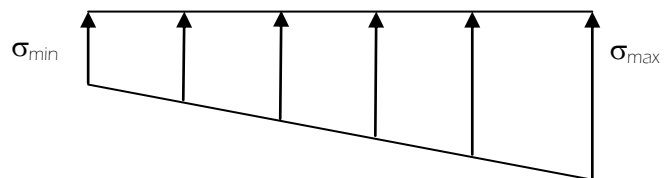
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} , I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$



➤ Calcul du centre de gravité du radier :

Après un calcul manuel du moment d'inertie du panneau et la distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée on trouve les résultats suivant :

$$X_G = 13.45\text{m} ; Y_G = 10.22\text{ m} .$$

$$I_{XX} = 7294.93\text{m}^4 ; I_{YY} = 8121.24\text{m}^4$$

· Sens X-X :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{61541.844}{402.075} + \frac{53116.264}{7294.93} \times 10.22 = 227.475 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{61541.844}{402.075} - \frac{53116.264}{7294.93} \times 10.22 = 78.65 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = 190.268 \text{ kN/m}$$

$\sigma_m = 190.268 \text{ kN/m}^2 = 0.190 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

· Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{61541.844}{402.075} + \frac{53469.56}{8121.24} \times 13.45 = 241.61 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{61541.844}{402.075} - \frac{53469.56}{8121.24} \times 13.45 = 64.5 \text{ kN/m}^2.$$

D'où : $\sigma_m = 197.33 \text{ kN/m}^2$.

$\sigma_m = 197.33 \text{ kN/m}^2 = 0.197 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

➤ 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 ($P = 61541.844 \text{ kN}$).
- . 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 ($S = 402.075 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 61541.844 \text{ kN} > 1.5 \times 1 \times 402.075 \times 10 = 6031.125 \text{ kN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VIII.3 Ferrailage du radier :

VIII.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 :**

· $l_x = L_x - b_n = 4.2 - 0.60 = 3.6 \text{ m.}$

· $l_y = L_y - b_n = 4.7 - 0.60 = 4.10 \text{ m.}$

· **D'où :** $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.87 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

· **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau :**

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

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

· Sens l_y (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** [] en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

· Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.87$: $\mu_x = 0.0488$ et $\mu_y = 0.721$.

· p : 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 :

· **À l'ELU :** $p_u = \frac{N_u}{S_{radier}} - (1.35 \frac{G_{radier}}{S_{radier}}) = \frac{84133.35}{402.075} - (1.35 \times \frac{9228.347}{402.075}) = 178.26 \text{ kN/m}^2$.

· **À l'ELS :** $p_s = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = \frac{61541.844}{402.075} - \frac{9228.347}{402.075} = 130.1 \text{ kN/m}^2$.

Donc :

· **À l'ELU**

· $M_{xu} = [\mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0488 \times 178.26 \times 3.6^2] \cdot 1 \text{ ml} = 112.74 \text{ kN.m.}$

· $M_{yu} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.721 \times 112.74] \cdot 1 \text{ ml} = 81.285 \text{ kN.m.}$

· **À l'ELS**

· $M_{xs} = [\mu_x \cdot p_s \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0488 \times 130.1 \times 3.6^2] \cdot 1 \text{ ml} = 82.28 \text{ kN.m.}$

· $M_{ys} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.721 \times 82.28] \cdot 1 \text{ ml} = 59.32 \text{ kN.m.}$

· **Correction des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son contour, 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**

$$. M_x^t = 0.85 \times 112.74 = 95.829 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 81.285 = 69.09 \text{ kN.m.}$$

· **Aux appuis :**

$$. M_x^a = -0.5 \times 112.74 = -56.37 \text{ kN.m.}$$

$$. M_x^a = -0.3 \times 112.74 = -33.822 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.5 \times 81.285 = -40.64 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 81.285 = -24.385 \text{ kN.m.}$$

· **À l'ELS :**

· **En travée :**

$$. M_x^t = 0.85 \times 82.28 = 69.938 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 59.32 = 50.422 \text{ kN.m.}$$

· **Aux appuis :**

$$. M_x^a = -0.5 \times 82.28 = -41.14 \text{ kN.m.}$$

$$. M_x^a = -0.3 \times 82.28 = -24.684 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.5 \times 59.32 = -29.66 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 59.32 = -17.796 \text{ kN.m.}$$

· **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 VIII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M _u [kN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	S _t [cm]
En travée	x-x	95.829	10.74	3HA20+3HA16	15.45
	y-y	69.09	7.63	6HA 16	12.06
Aux appuis	x-x	-56.37	6.18	6HA 14	9.23
	y-y	-40.64	4.42	6HA 12	6.78

VIII.3.2 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (B.7.4 BAEL 99) [3]

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

Avec :

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».. ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_o = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

. Sens x-x :

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.87}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x.min} = 2.55 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{x.min} = 2.87 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

. Sens y-y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{y.min} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{y.min} = 2.40 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

a. Diamètre maximal des barres (A.7.2,1 du BAEL 99) [3]

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 :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

VIII.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 12 \text{ mm} < 30 \text{ mm.} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

b. Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 99) [3]

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x) :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

. **Direction (y-y) :** $S_t = 20 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

VIII.3.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	69.94	15.45	0.572	0.888	29.44	188.8	6.41	201.63	15	C.V
	y-y	50.422	12.06	0.447	0.898	34.2	172.44	5.04			C.V
Aux appuis	x-x	-41.14	9.23	0.342	0.909	39.95	181.6	4.54			C.V
	y-y	-29.66	6.78	0.251	0.920	47.7	176.11	3.69			C.V

VIII.3.4 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m).

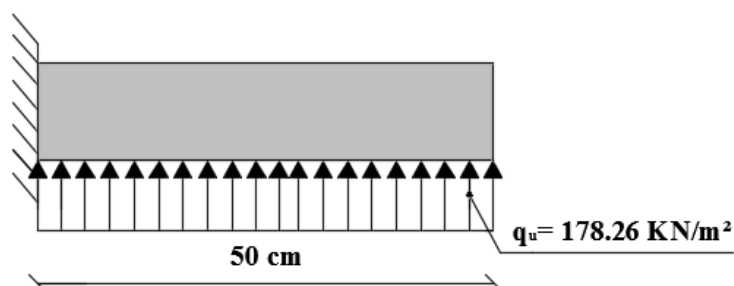


Figure VIII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

· **Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement) :**

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{178.26 \times 0.5^2}{2} = - 22.28 \text{ kN.m.}$$

· **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.28 \cdot 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.0215 < \mu_l = 0.392.$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.0215$: $\beta = 0.9895$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.28 \cdot 10^3}{0.9895 \cdot 27 \cdot 348} = 2.396 \text{ cm}^2.$$

· **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).

VIII.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 ($0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.87 \leq 1$), 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** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [] 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 :

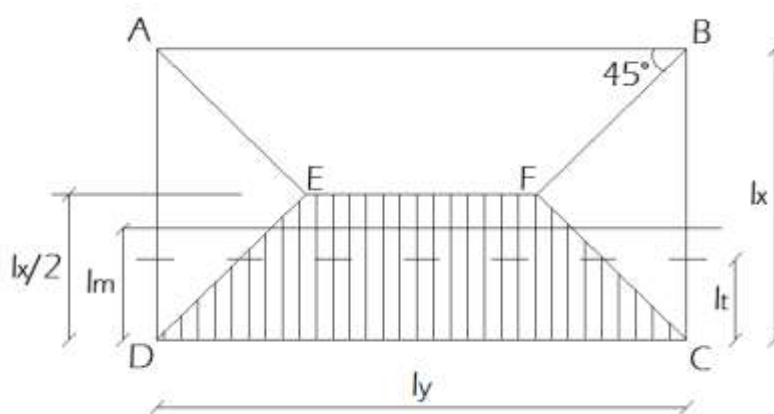
$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

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 :** $l_m = l_x \cdot (0,5 - \rho_x^2 / 6)$.

. **Effort tranchant :** $l_t = l_x \cdot (0,5 - \rho_x / 4)$.

· **Cas des charges triangulaires :**

. **Moment fléchissant :** $l_m = 0,333 \cdot l_x$.

. **Effort tranchant :** $l_t = 0,25 \cdot l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

· **Détermination des sollicitations :**

Tableau VIII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens x-x

Travées	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [kN/m ²]	q_{mu} [kN/ml]	q_{tu} [kN/ml]	q_s [kN/m ²]	q_{ms} [kN/ml]
A-B	3.2	1.065	0.8	178.26	189.84	142.6	130.1	138.55
B-C	3.7	1.23	0.925	178.26	219.26	164.9	130.1	160
C-D	3.1	1.03	0.775	178.26	183.6	138.15	130.1	134
D-E	3.7	1.23	0.925	178.26	219.26	164.9	130.1	160
E-F	3.5	1.165	0.875	178.26	207.67	181.71	130.1	151.57
F-G	3.1	1.03	0.775	178.26	183.6	138.15	130.1	134
G-H	3.7	1.23	0.925	178.26	219.26	164.9	130.1	160

a. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales) :**Tableau VIII.7 :** Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens y-y.

					ELU			ELS	
Travées	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ρ_x	q_u [kN/m ²]	q_{mu} [kN/ml]	q_{tu} [kN/ml]	q_s [kN/m ²]	q_{ms} [kN/ml]
A-B	3.6	1.35	1.02	0.87	178.26	240.65	181.82	130.1	175.635
B-C	3.7	1.38	1.04	0.87	178.26	245.99	185.39	130.1	179.54
C-D	3.2	1.2	0.9	0.87	178.26	213.91	160.43	130.1	156.12
D-E	2.9	1.08	0.82	0.87	178.26	192.52	146.17	130.1	140.5

Remarque :

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (Du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (Car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement). Donc, les schémas statiques de calcul sont les suivants :

- **Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

- ✓ **Sens x-x :**

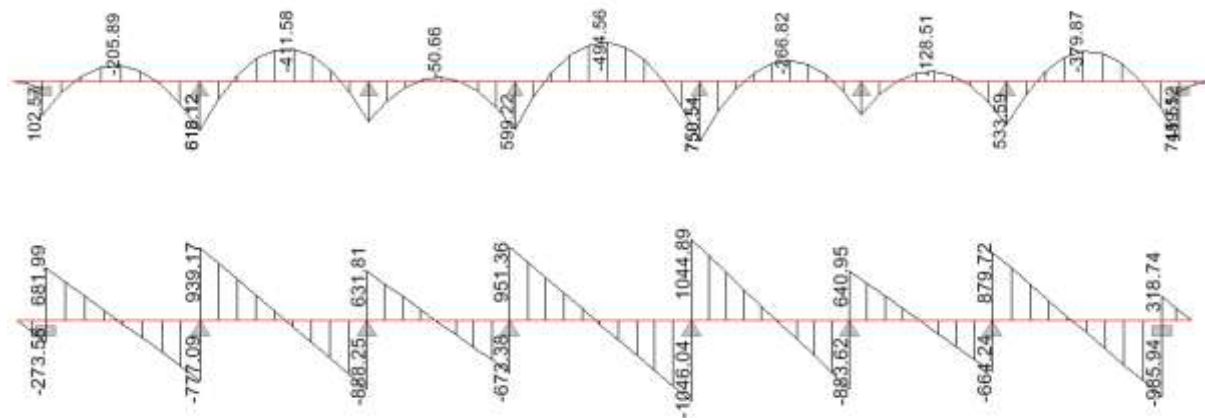


Figure VIII.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens x-x .

✓ **Sens y-y :**

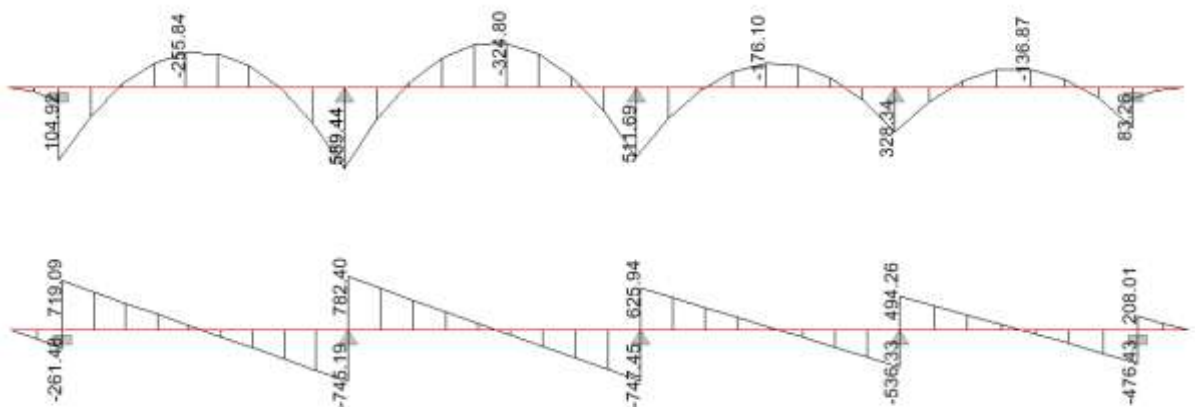


Figure VIII.3: Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens y-y .

• **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.8: Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	$M_{u \max}$ [kN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]
x-x	En travée	-494.58	15.16	4HA20+4HA16=20.6
	Aux appuis	750.54	23.44	4HA 25+4HA20=32.19
y-y	En travée	-324.8	9.84	4HA20+4HA16= 20.6
	Aux appuis	589.44	18.19	4HA 25+4HA20=32.19

VIII. 3.6 Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 du BAEL 99) [3]

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(60)(90) \frac{21}{400} = 6.52 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{\min} . La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (A.5.1 ,211 du BAEL 99) [3]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

✓ Sens x-x : $\tau_u = \frac{1044.89 \times 10^3}{600 \times 900} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$

✓ Sens y-y : $\tau_u = \frac{782.4 \times 10^3}{600 \times 900} = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Où :

- . Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)
- . $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

✓ Sens x-x :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 20 + 4 \times 3,14 \times 16 = 452,16 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1044,89 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 452,16} = 2,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

✓ Sens y-y :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 2,5 + 4 \times 3,14 \times 2 = 565,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{782,4 \times 10^3}{0,9 \times 900 \times 565,2} = 1,7 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

d. Calcul des armatures transversales (A.7.2,2 du BAEL 99) [3]

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l) = \min (2,86 ; 6 ; 2,5) = 2,5 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\varphi 10$ ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

e. Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99/2003) [1]

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée

f. Espacement des armatures transversales :

1. Article A.5.1,23 du BAEL 99 [3]

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})}{0,9 f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj}) \cdot b_o} = \frac{0,9 (3,14) 400}{1,15 \cdot (1,45 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 60} = 19,98 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 99 version 2003 [1]

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (25 ; 24) = 24 \text{ cm.}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (24 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = 24 \text{ cm.}$$

$$S_t = 24 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm.}$$

$$S_t = 24 \text{ cm.}$$

g. Espacement maximal des armatures transversales (A.5.1 ,22 du BAEL 99)

[3]

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (81 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \max \text{ adopté}} = 24 \text{ cm} < S_t^{\max} = 40 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.5 du RPA 99 version 2003 en page 68 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

a. Armatures de peau (A.8.3 du BAEL 91 modifié 99) [3]

« Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». **D'où :**

$$A_{\text{peau}} = 2A_{14} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

VIII.3.7 Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

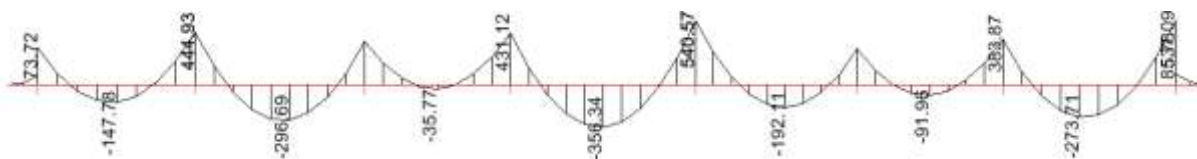


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens x-x).

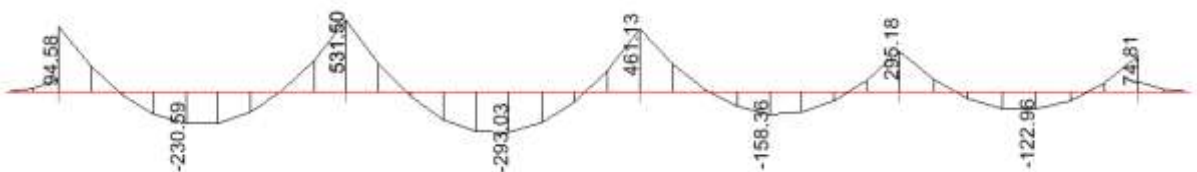


Figure VIII.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens y-y).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ty}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

Sens	Zone	M_s [kN.m]	A [cm ²]	P	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
x-x	En travée	356.34	20.6	0,354	0.908	26.67	196.4	7.36	201.63	15	C.V
	Aux appuis	-540.57	32.19	0.553	0.889	30.04	194.74	6.48			C.V
y-y	En travée	293.03	20.6	0.354	0.908	39.35	161.5	4.1			C.V
	Aux appuis	-531.50	32.19	0.553	0.889	30.04	191.47	6.37			C.V

VIII.4 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) : 3HA20+3HA 16/ml ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

· Sens Y-Y :

. En travée (Lit supérieur) : 6HA 14/ml ($S_t = 20$ cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA 12/ml ($S_t = 25$ cm).

2. Les nervures :

· Sens des petites portées X-X :

. Armatures supérieures (En travée) : 4HA20+4HA 16.

. Armatures inférieures (Aux appuis) : 4HA25+4HA20

· Sens des grandes portées Y-Y :

- . **Armatures supérieures (En travée) :** 4HA 20 + 4HA 16.
- . **Armatures inférieures (Aux appuis) :** 4HA 25+4HA20
- . **Armatures de peau :** 2HA 14 (Pour toutes les nervures).

Conclusion générale :

Au terme du travail qui a été effectué, on a pu voir que malgré le fait de présenter une certaine forme irrégulière, une structure peut être stabilisée grâce à l'introduction d'éléments de contreventement. Le choix de la position des éléments de contreventement est crucial pour donner à la structure un bon comportement sismique.

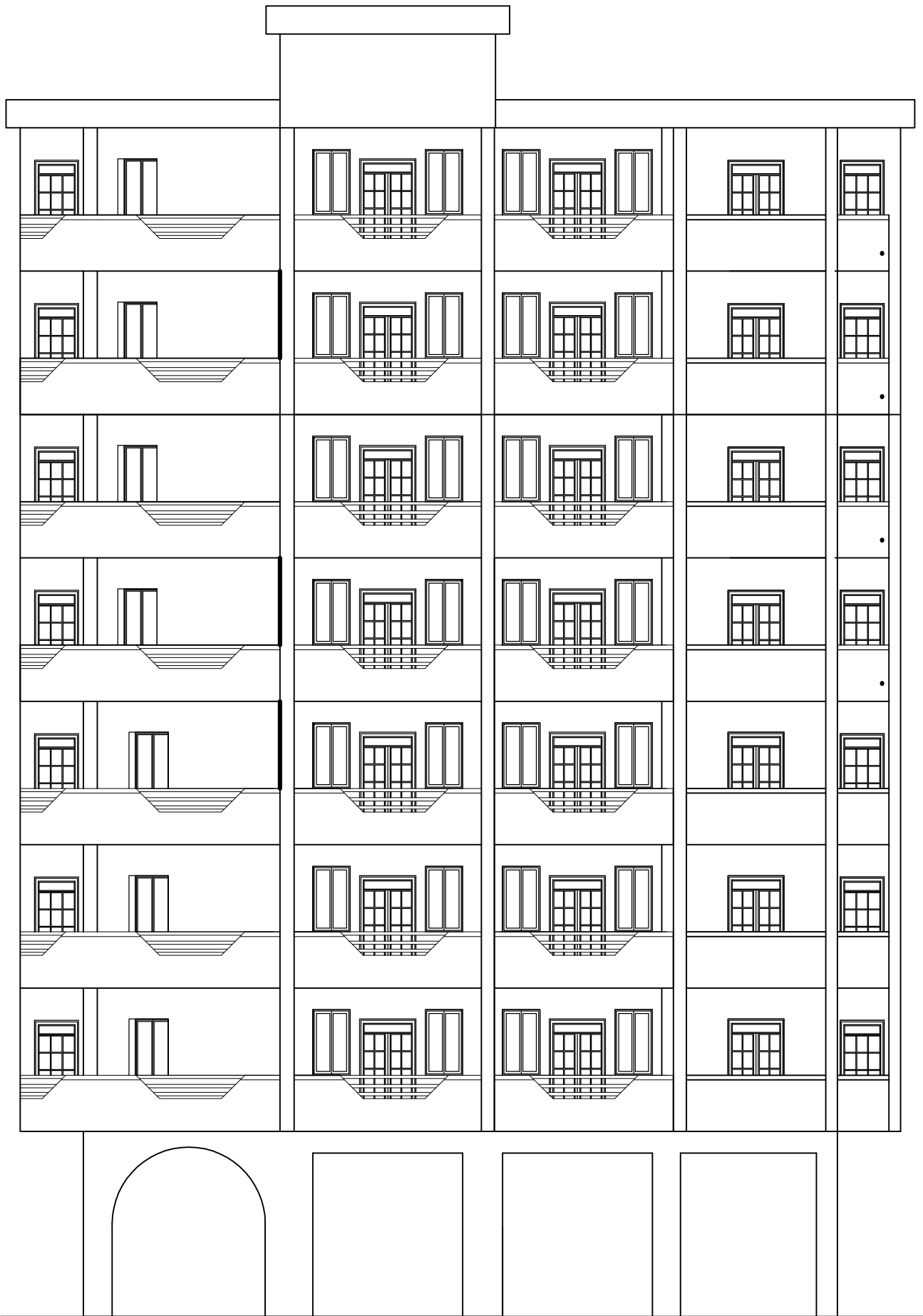
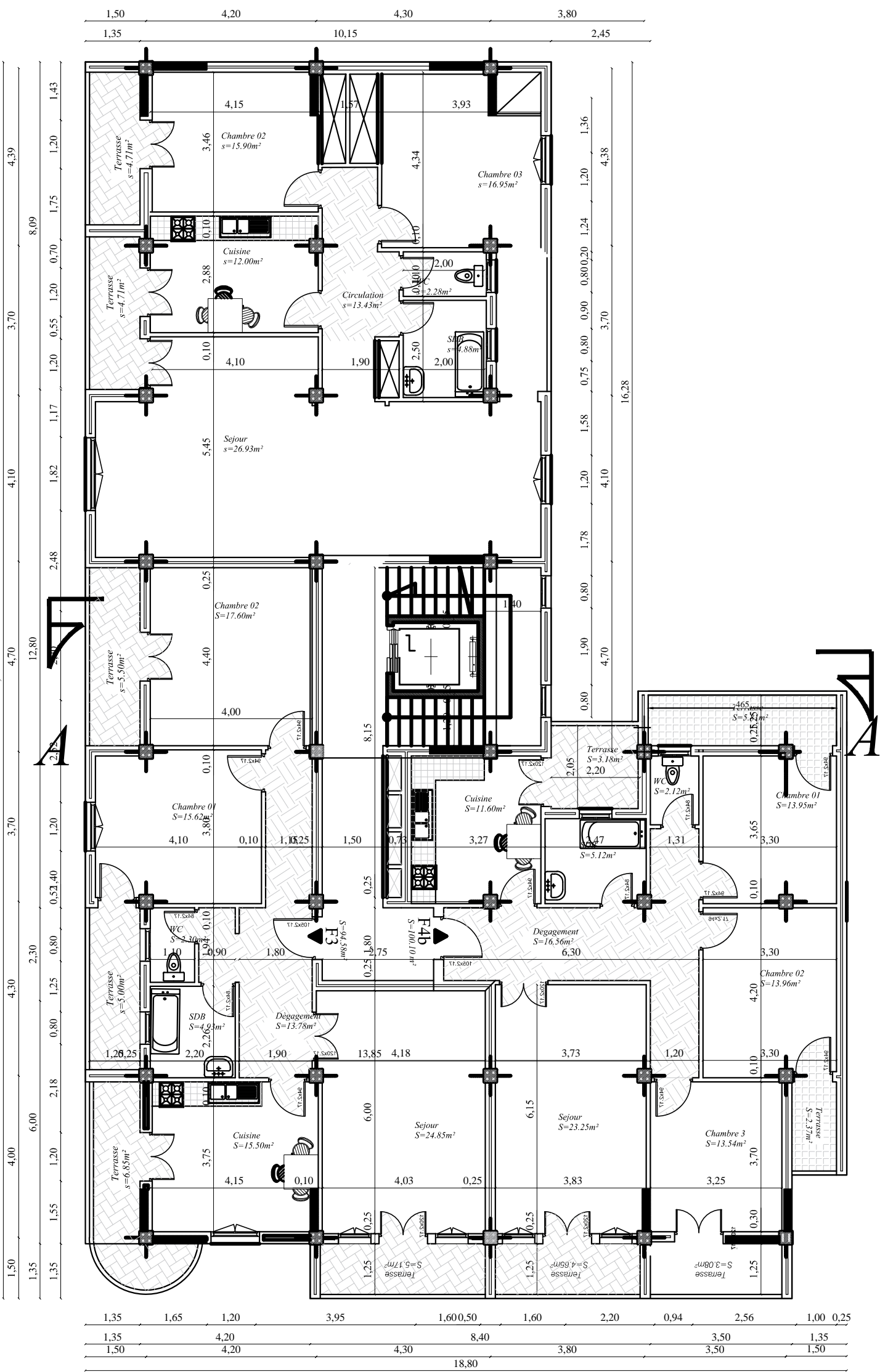
Le respect des exigences du règlement en vigueur (RPA 99/2003) est une nécessité pour assurer la stabilité de notre structure, dans le cas de notre structure qui présente une forme irrégulière en plan ; les différentes exigences ont pu être satisfaites et de ce fait nous pouvons affirmer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

La recherche d'un optimum entre sécurité et économie est un des objectifs de l'ingénieur. Pour cela il doit travailler en étroite collaboration avec l'ingénieur dès les premiers croquis de l'ouvrage, car il est à rappeler qu'une bonne conception parasismique passe par 3 étapes : Une conception architecturale favorisant un bon comportement sous séisme, un dimensionnement et un calcul respectant les règlements parasismiques en vigueur, une exécution de qualité traduisant les calculs effectués par l'ingénieur.

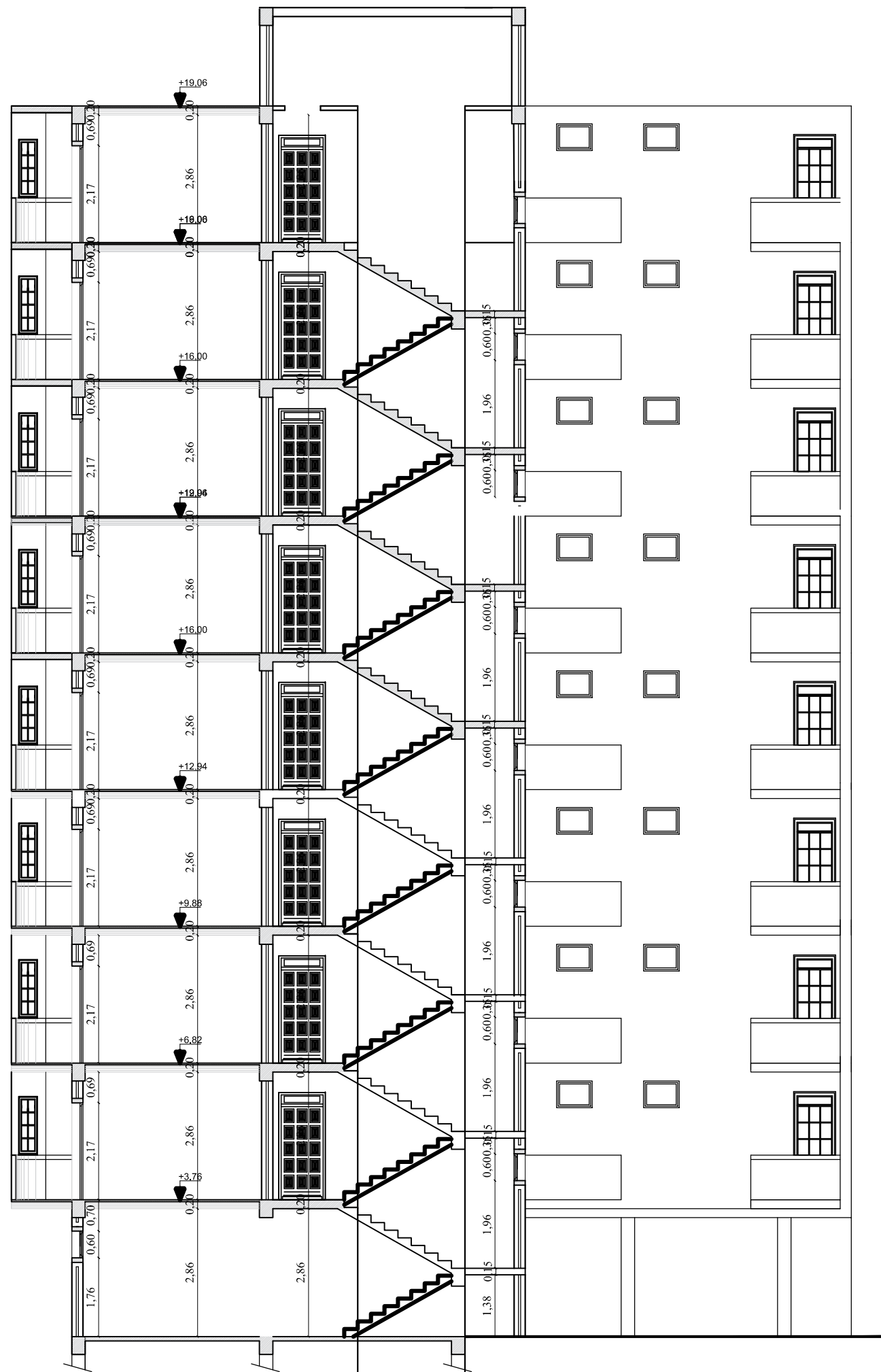
Au fil de l'étude les différentes sections des différents éléments structuraux ont pu être établies. Suite à la modélisation, les efforts dans les éléments structuraux ont pu être tirés permettant ainsi le ferraillement de ces derniers. Notre travail s'est achevé par l'étude de l'infrastructure qui a permis de déterminer que le type de fondations adéquat à notre structure est un radier nervuré ; vers la fin le ferraillement des fondations a été effectué.

PLANS D'ARCHITECTURE

PLAN D'ETAGE COURANT

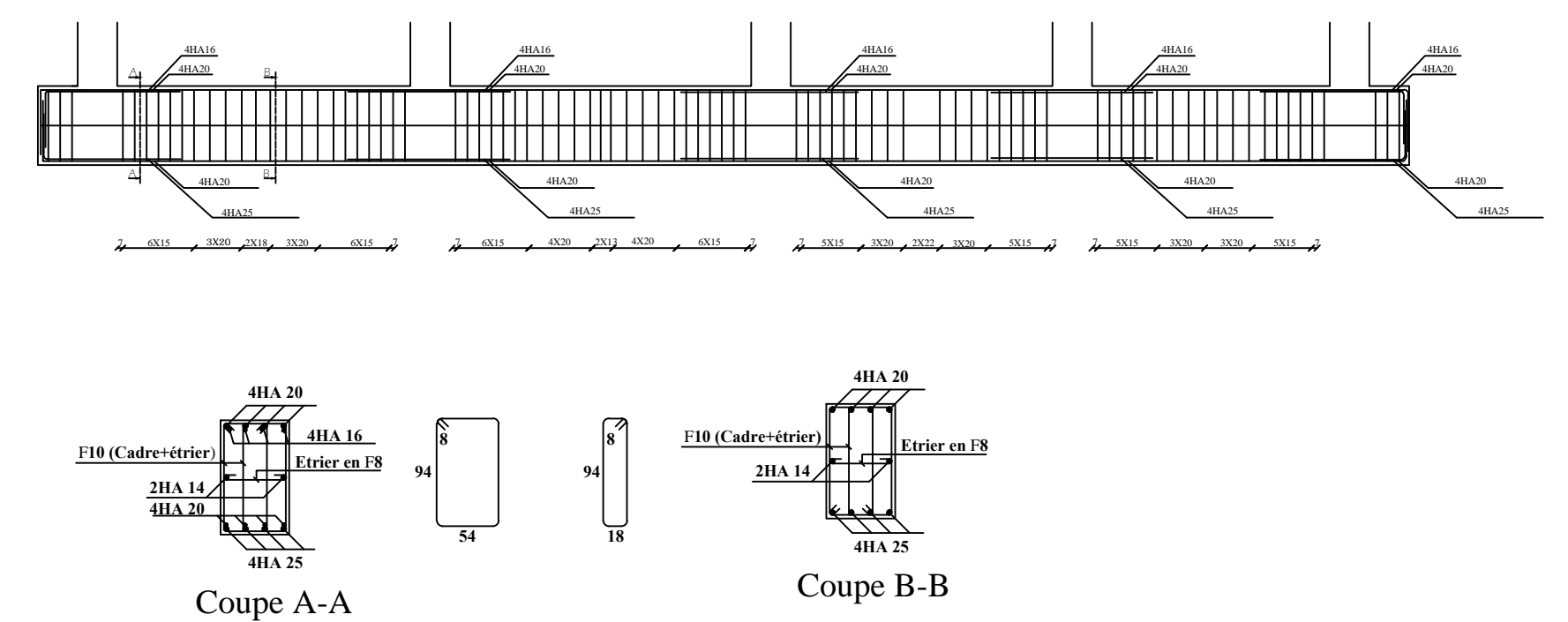
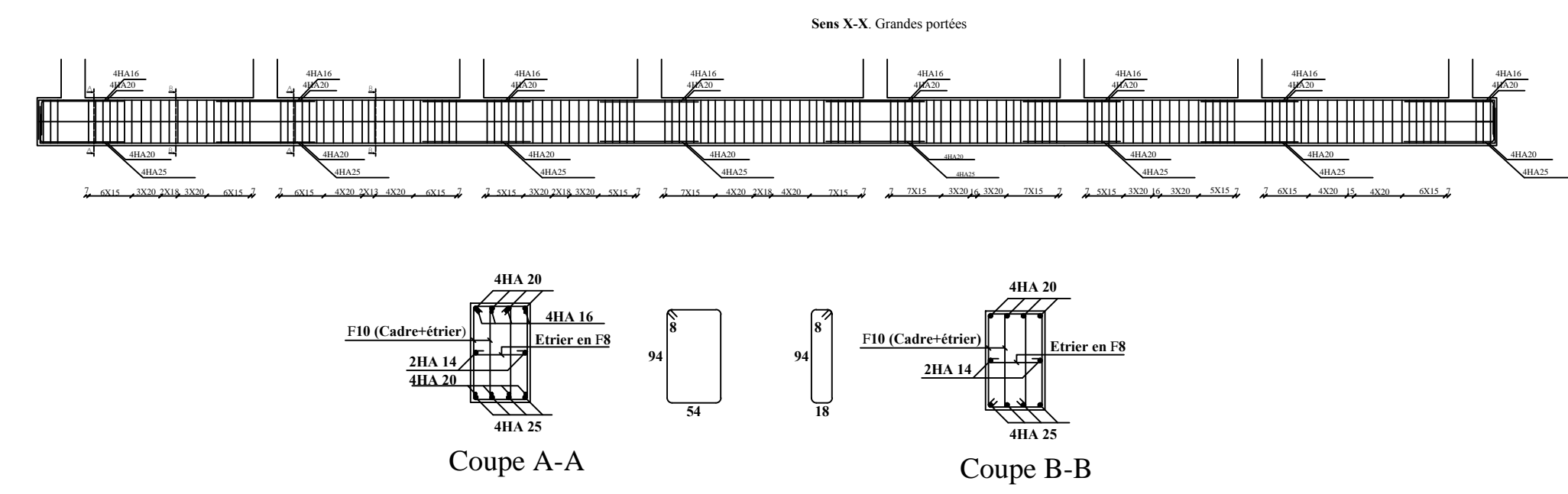
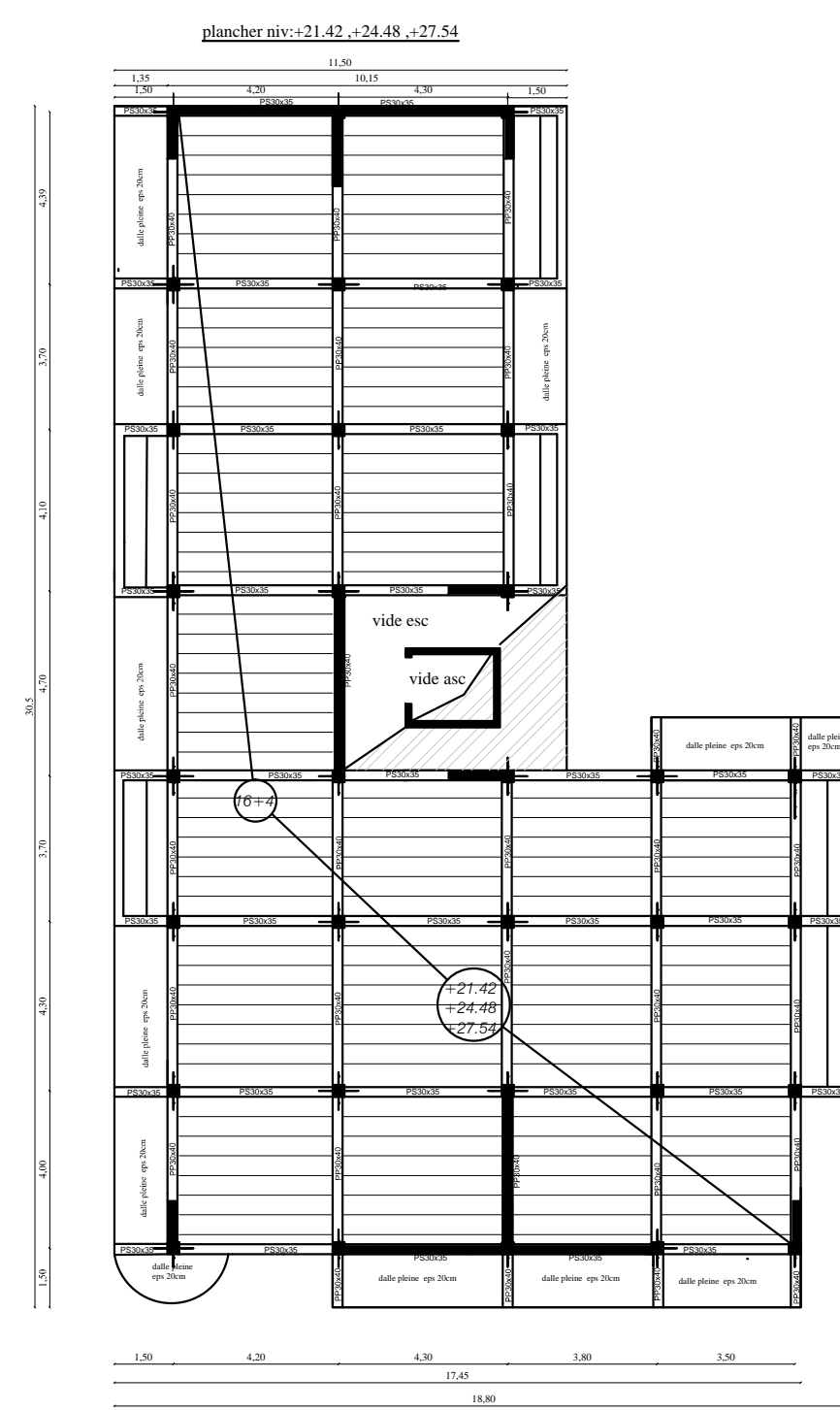
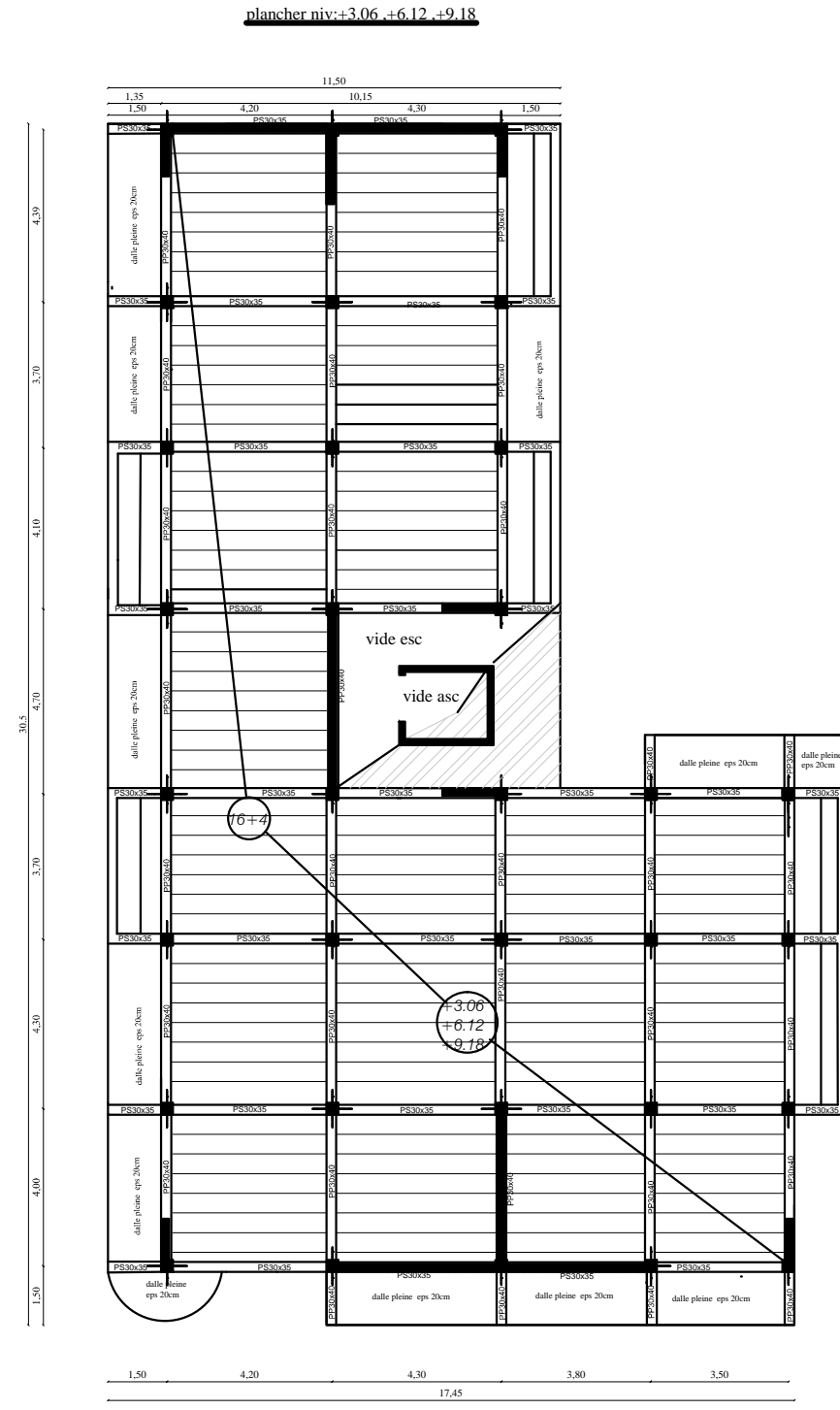
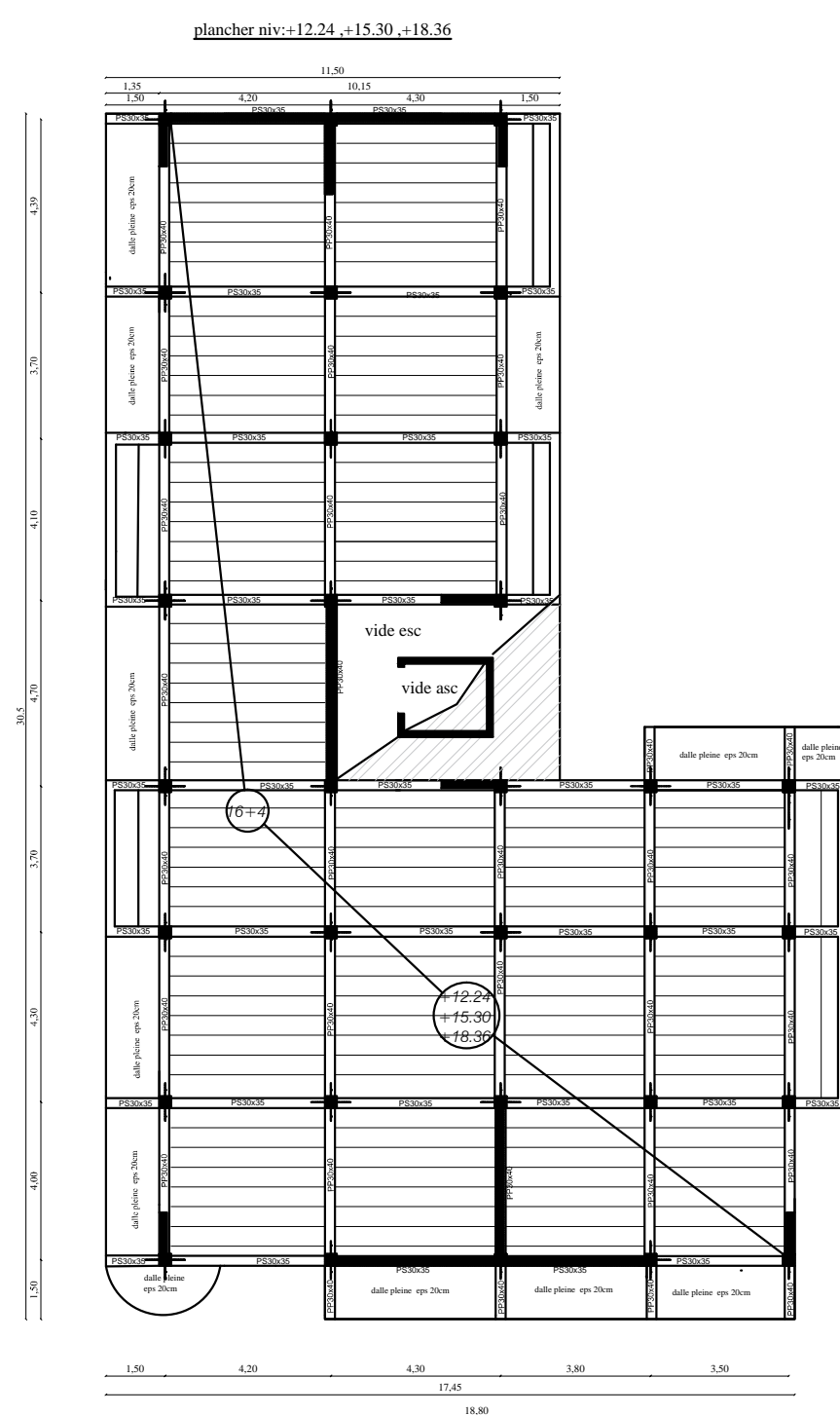
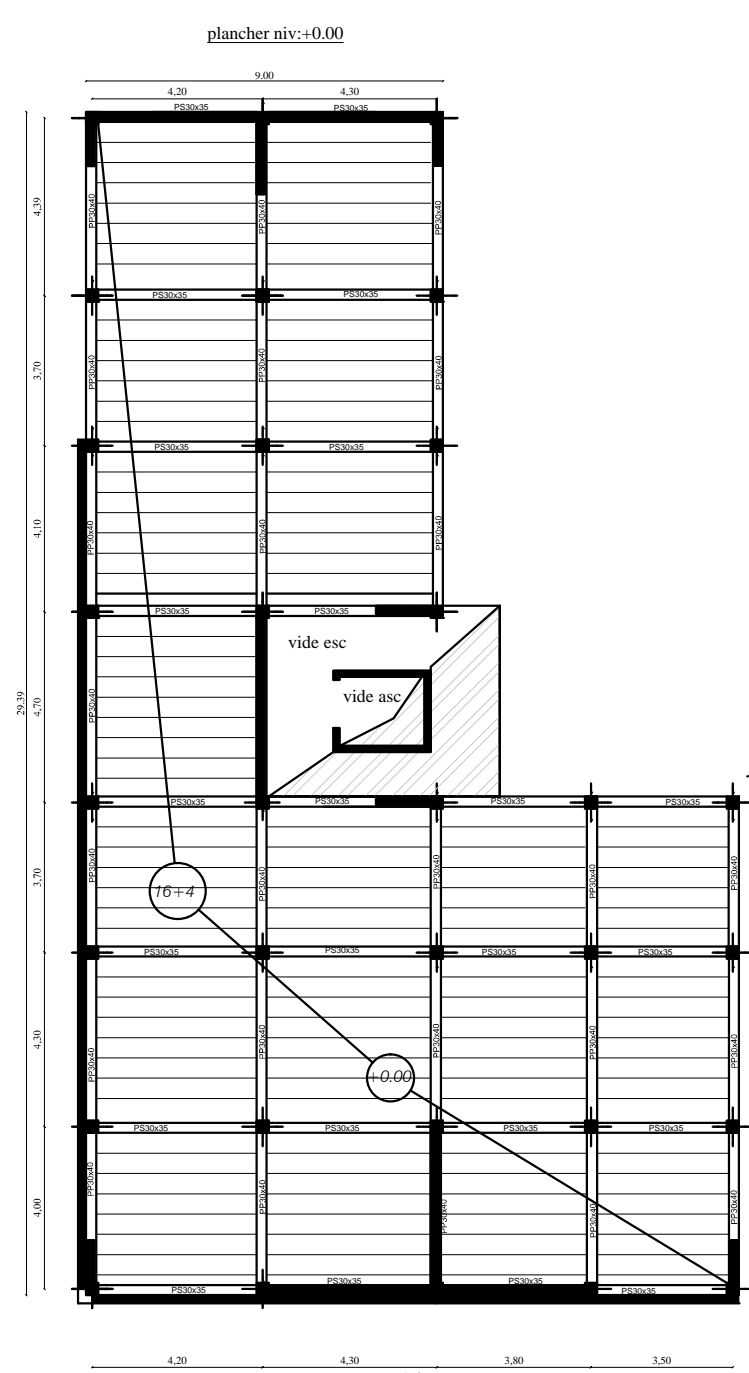


FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A

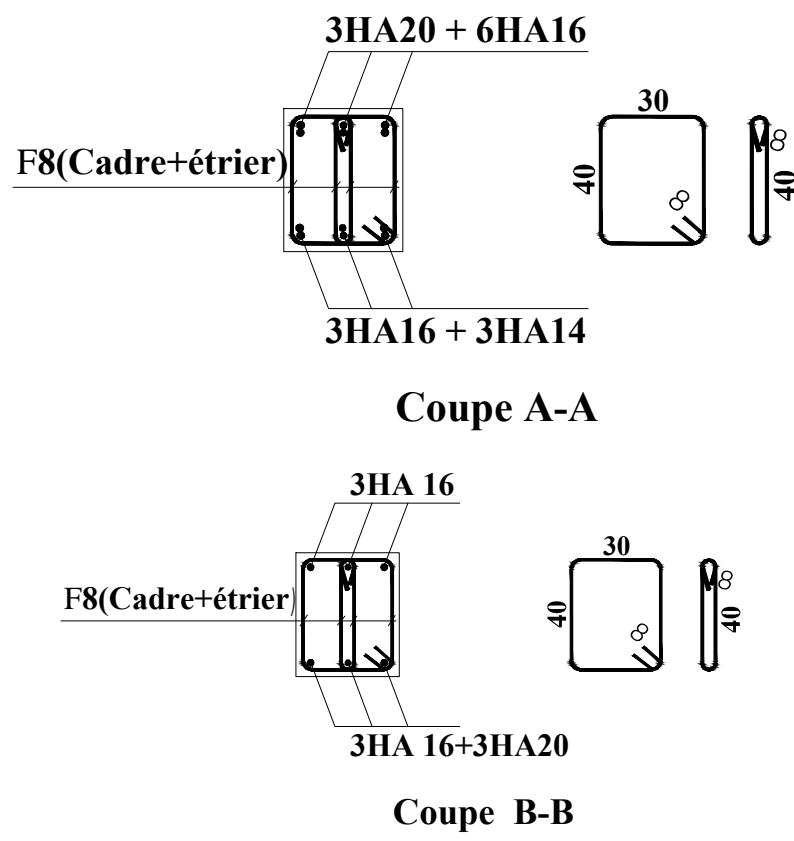
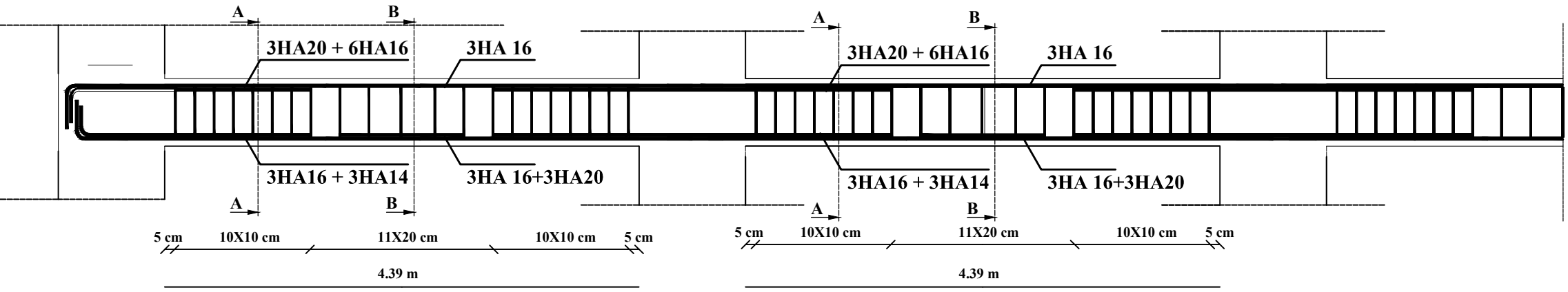
PLANS DE COFFRAGE



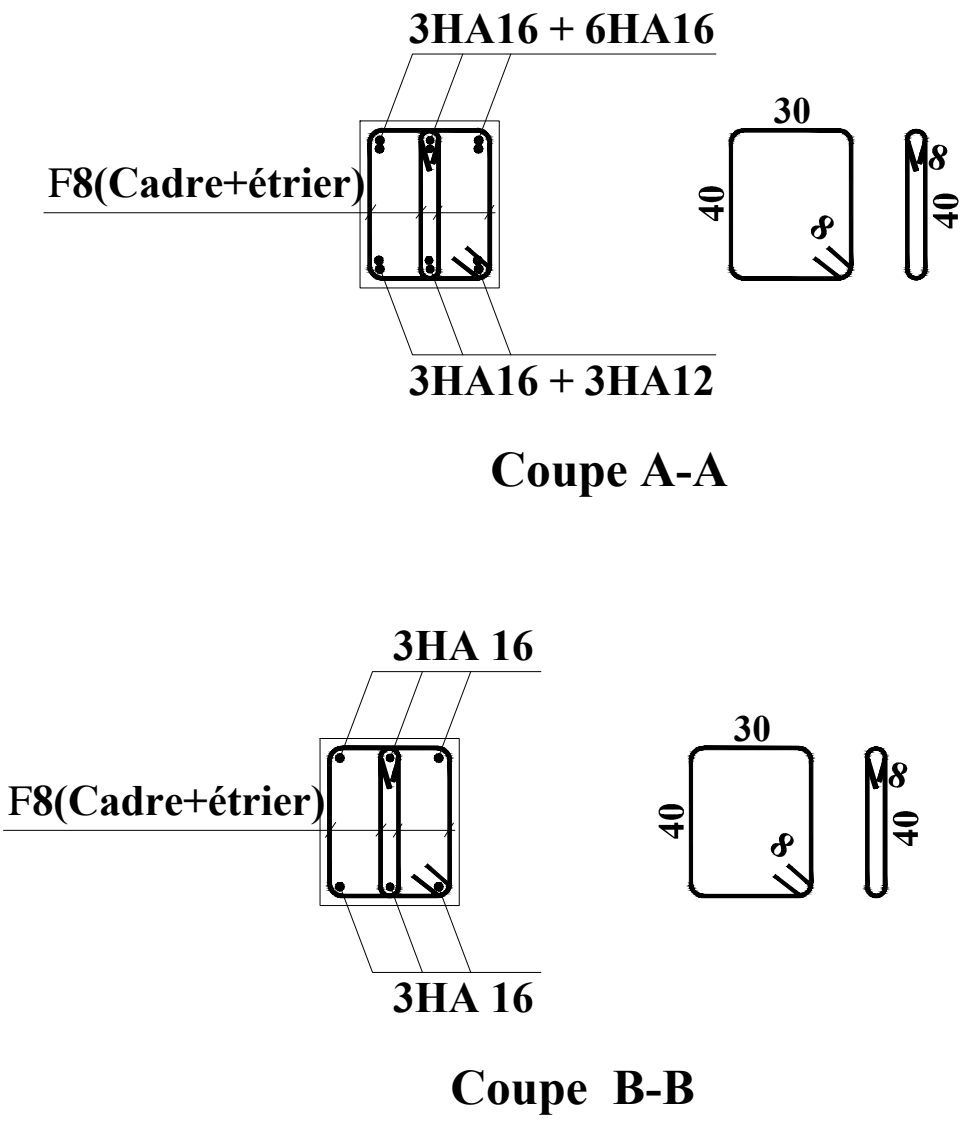
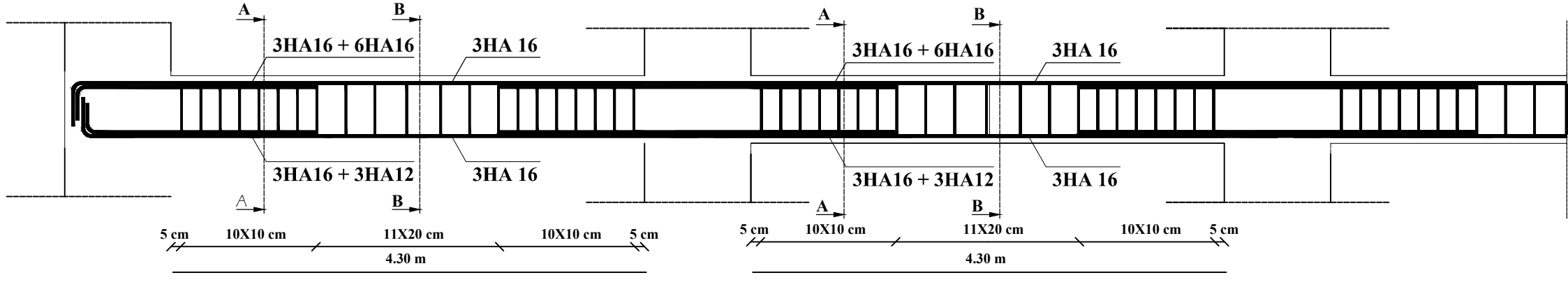
FERRAILLAGE DES NERVURES

PLANS DE FERRAILLAGE

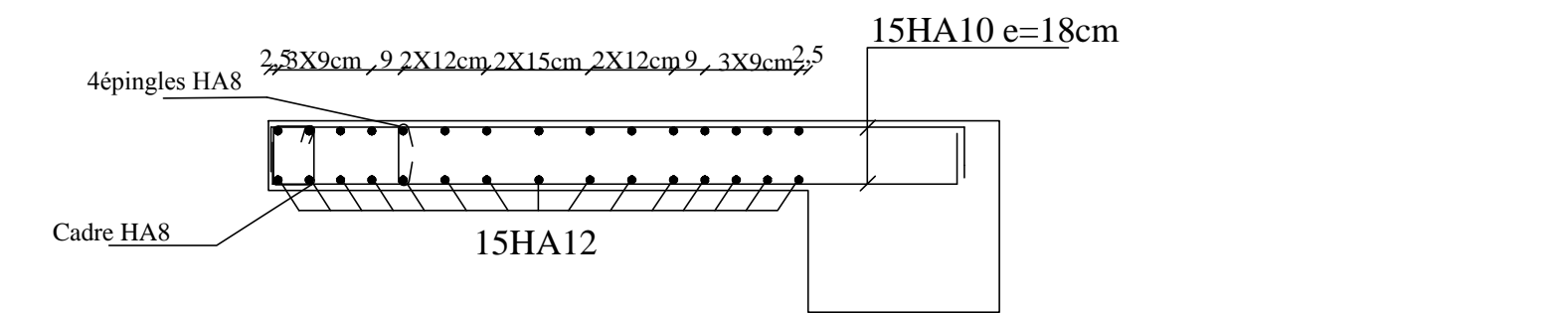
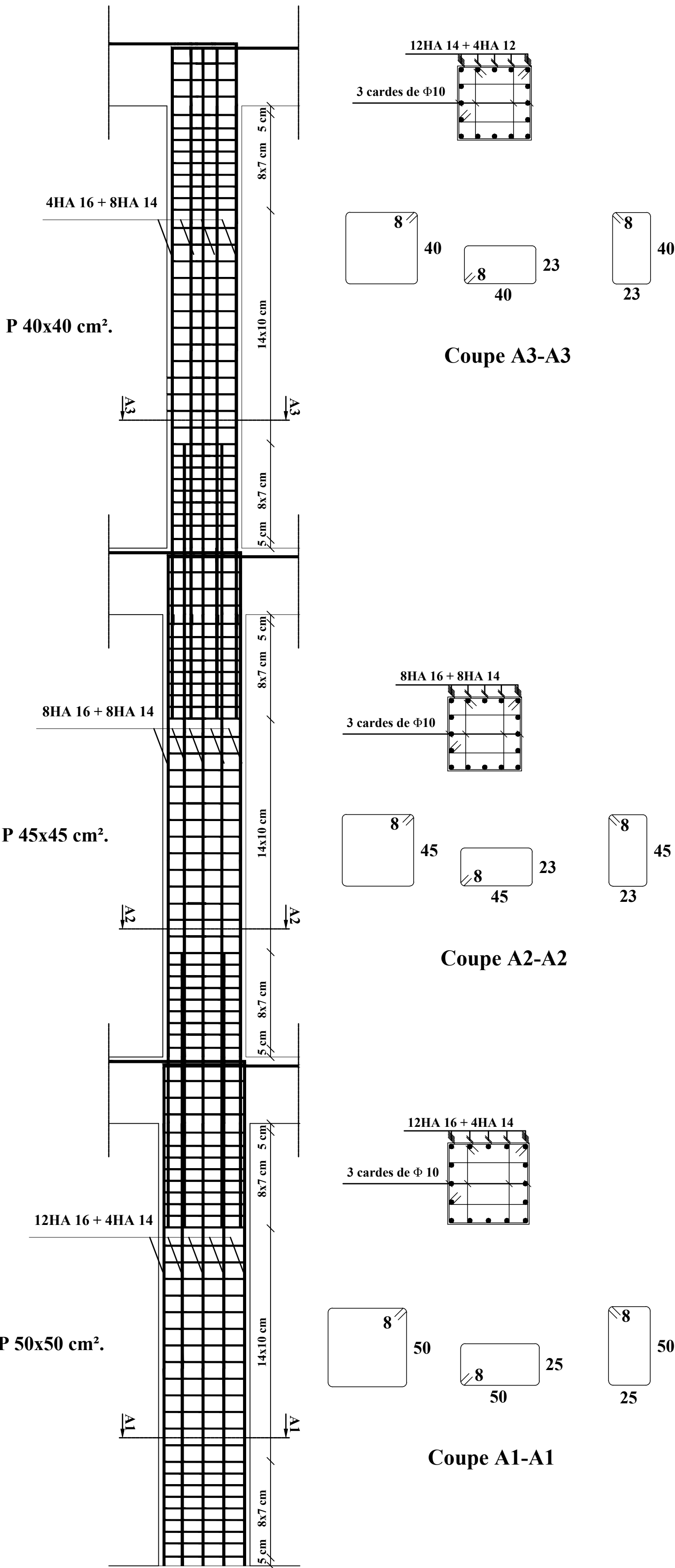
Plan de ferrailage des poutres principales avoisinant les voiles.



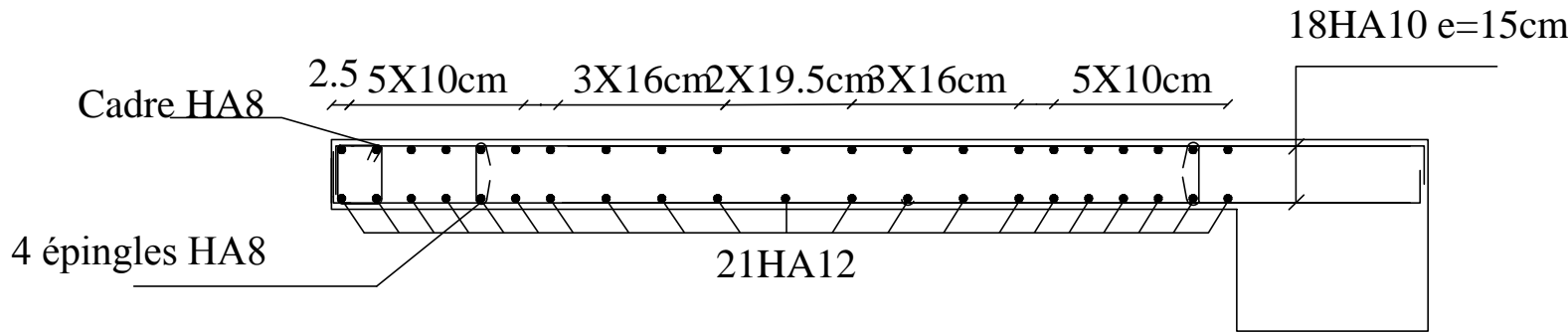
Plan de ferrailage des poutres principales éloignées les voiles.



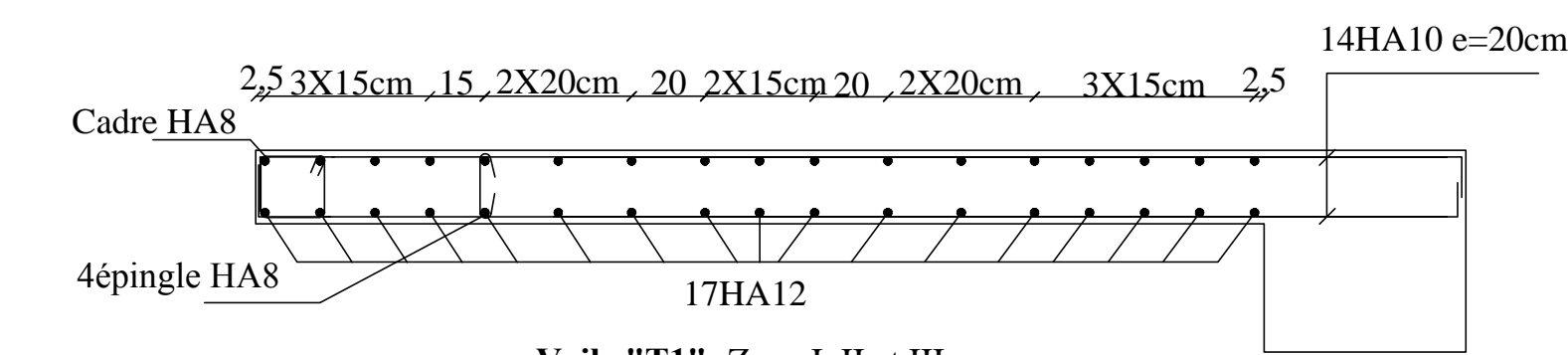
FERRAILLAGE DES POUTRES



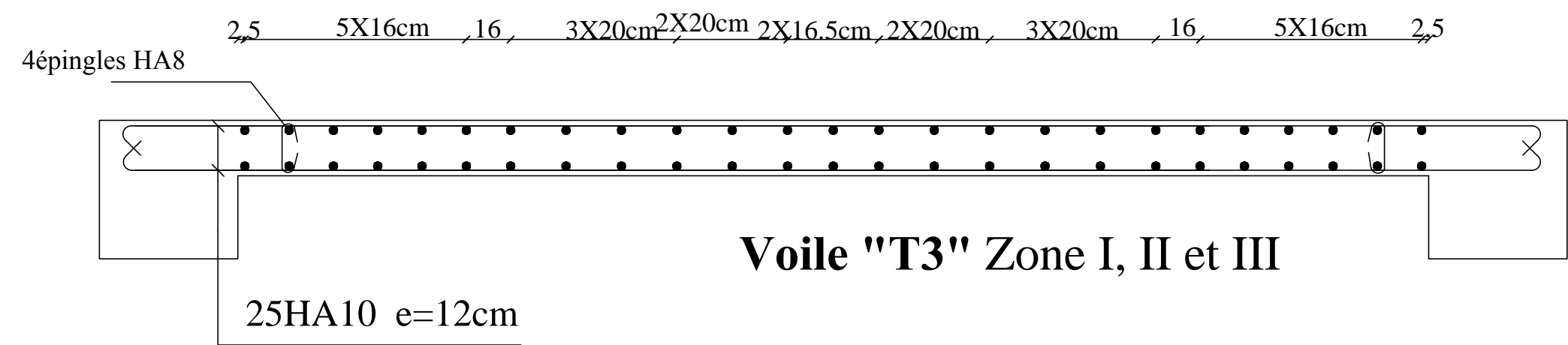
Voile "L1" -Zone I, II et III



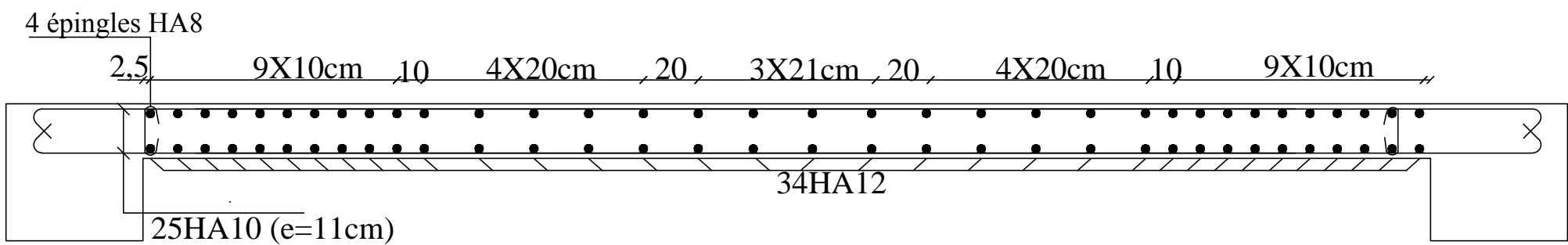
Voile "L3" -Zone I, II et III



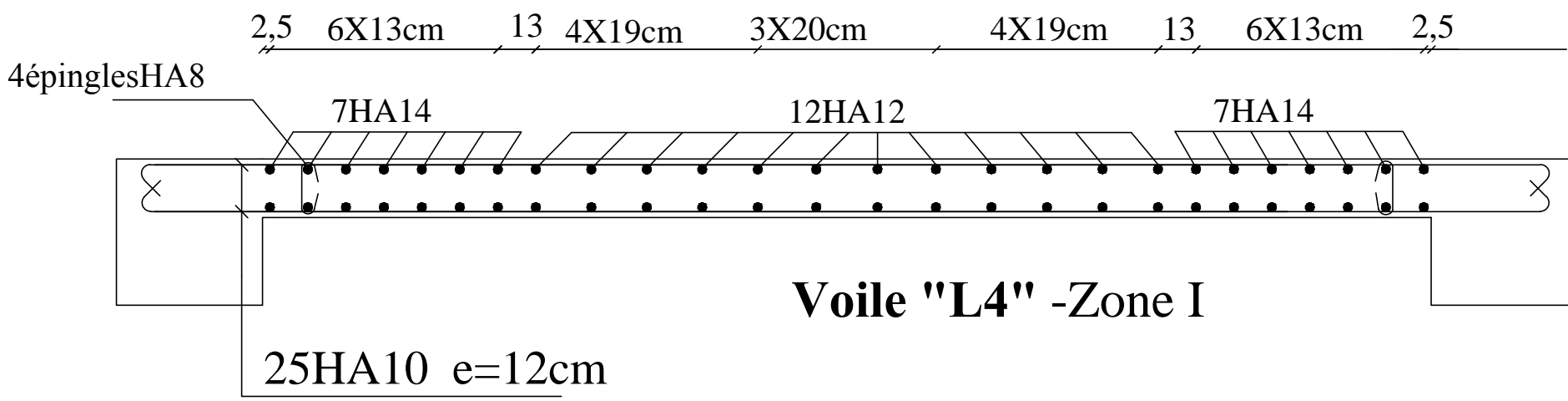
Voile "T1" -Zone I, II et III



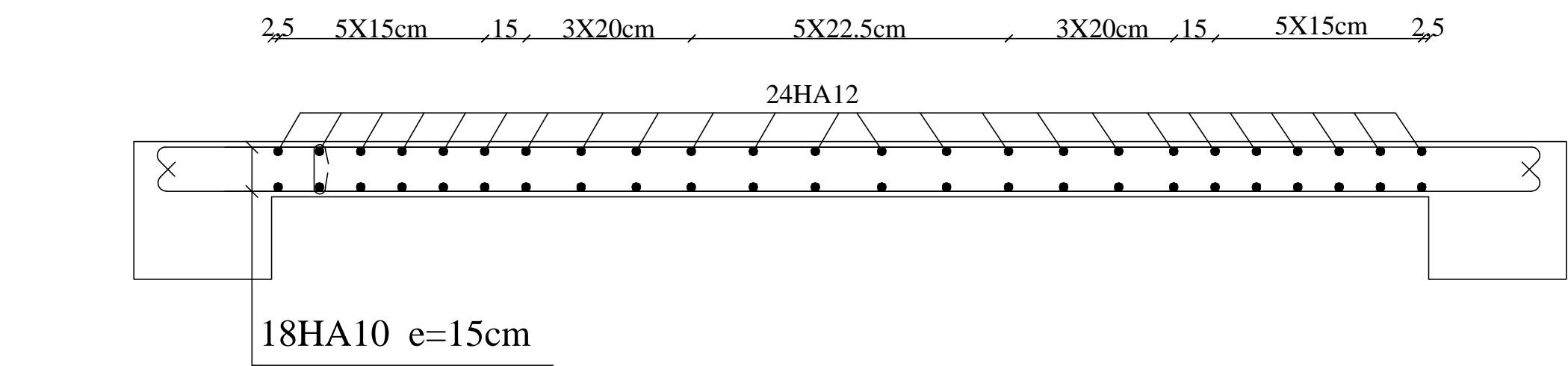
Voile "T3" Zone I, II et III



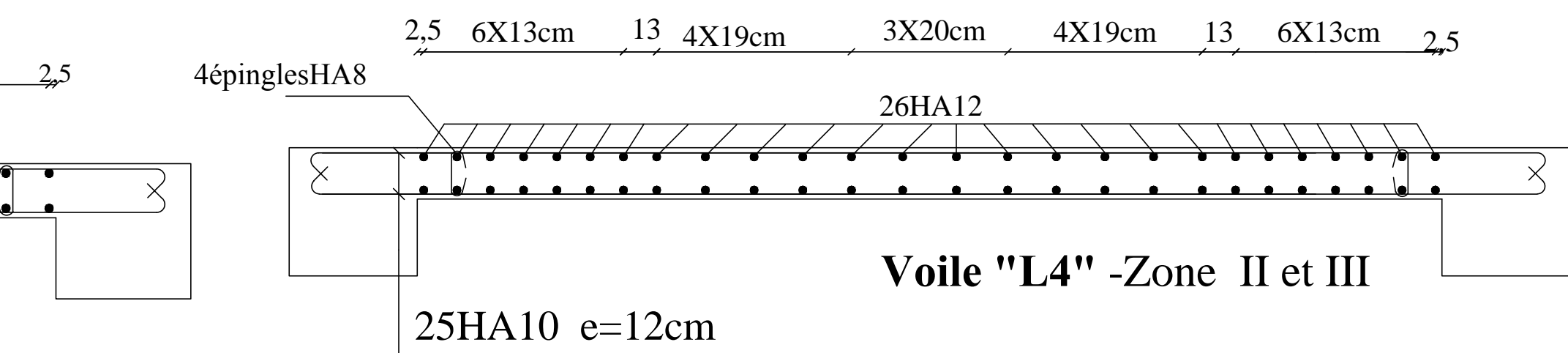
Voile "L2" -Zone I, II et III



Voile "L4" -Zone I

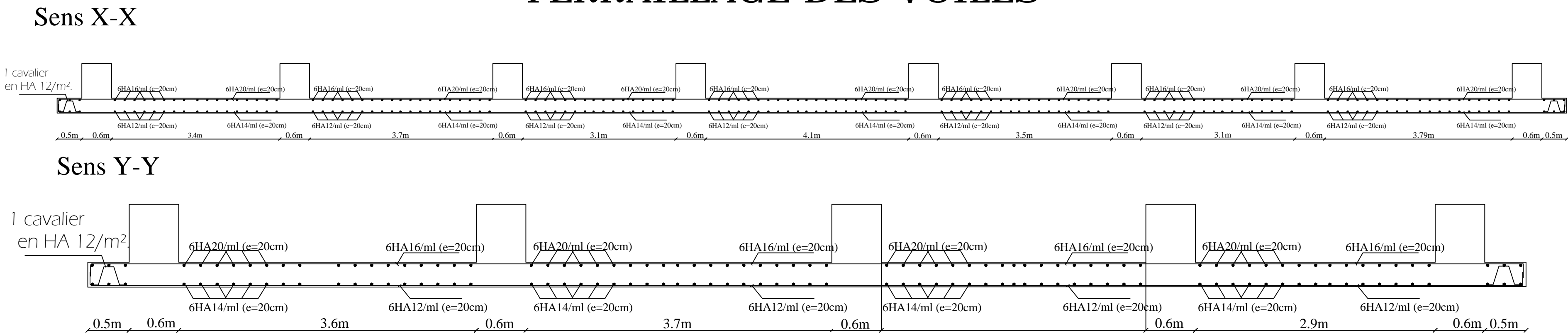


Voile "T2" Zone I, II et III



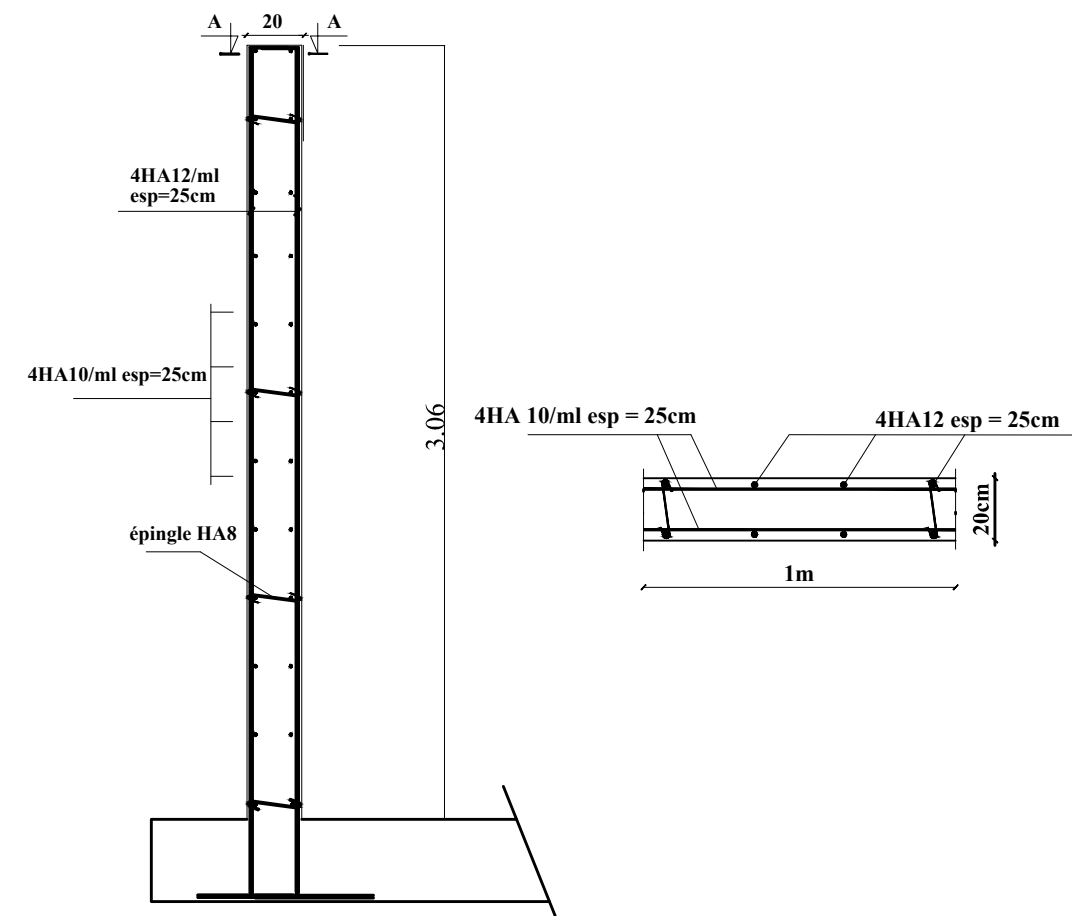
Voile "L4" -Zone II et III

FERRAILLAGE DES VOILES

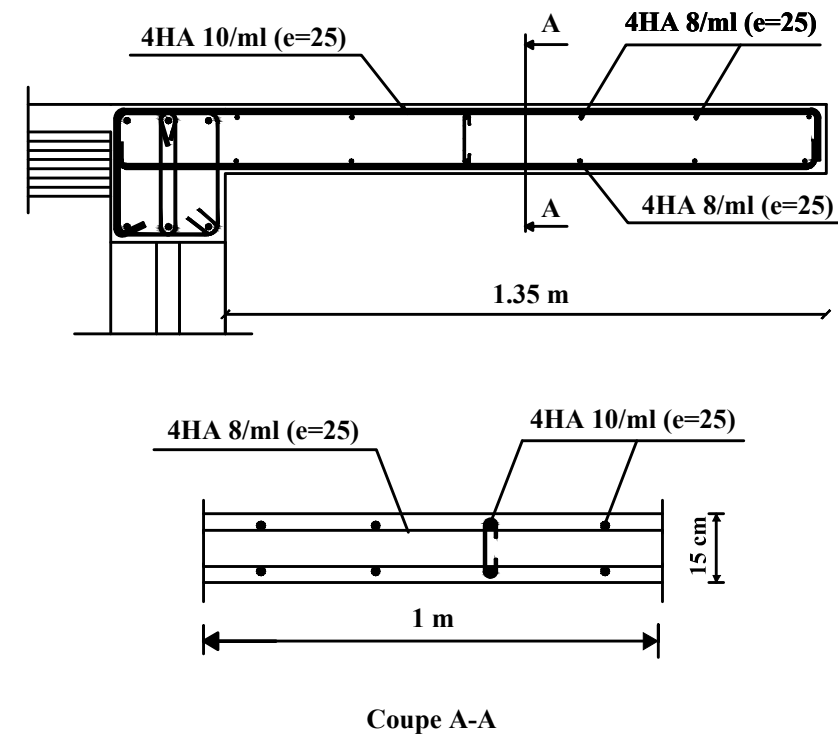


Sens X-X

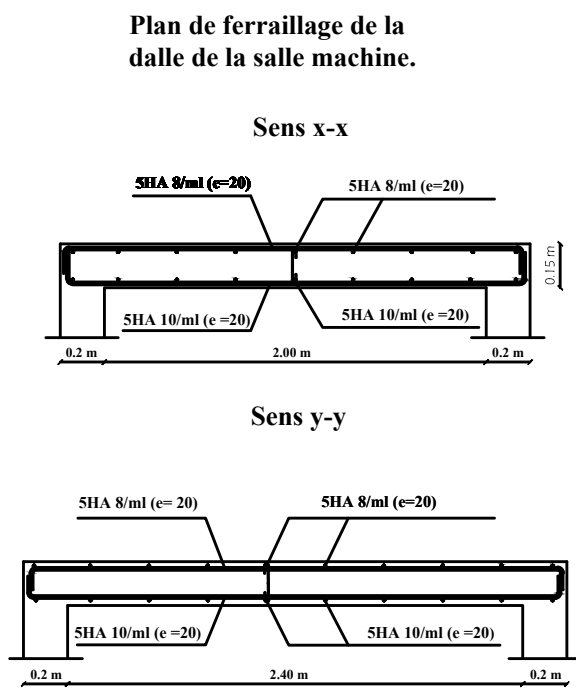
Sens Y-Y



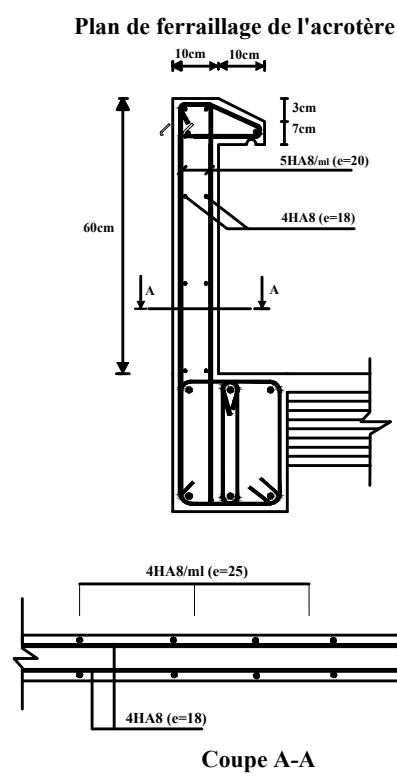
Plan de ferrailage des balcons.



Coupe A-A



Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.



Coupe A-A

FERRAILLAGE DES POTEAUX

FERRAILLAGE DU RADIER