



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche
Scientifique

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)

Thème :

*Calcul d'un bâtiment (R+7+ sous-sol) avec parking à usage
d'habitation, contreventée par voiles et portiques Avec
logiciel ETABS*

Réalisé par :

AKLI Azouaou

AIT ALOUDIA Sabrina

Encadré par :

M^R SI SALEM

Promotion 2023/2024



REMERCIEMENT :

Premièrement et avant tout, nous remercions le grand dieu qui nous a donné la force et le courage afin de finaliser ce travail.

Nous tenons aussi à présenter nos profonds respects à notre encadrant Mr SI SALEM. Nous lui adressons notre sincère gratitude pour son encadrement fructueux, sa générosité et son suivi au cours de notre travail. Nous le remercions également pour les précieux conseils et informations qu'il a mis à notre disposition.

Nous adressons aussi nos vifs remerciements aux membres de jury qui nous ont honorés avec leur présence pour l'évaluation de notre travail.

Pour finir, nous saluons toutes les personnes qui nous ont soutenues, de près ou de loin, pendant ces 5 années passées dans le Département du GENIE CIVIL de l'UMMTO.

Dédicace :

Je dédie ce travail,

À mes chers parents,

À mon père, qui m'a toujours poussé à aller de l'avant, mon pilier, mon exemple de courage,

À ma mère, qui a toujours cru en moi, m'a soutenu inconditionnellement, Aucune dédicace ne serait exprimée mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être,

À mon frère Mouhand,

Que Dieu Vous protège pour toujours ;

À mes amies, qui ont toujours été à me cotées.

(Tassadit,Wahiba,Chafaa,Nadia,Fares,Ftah,Jesna,Ahmed,M'hiddine,Hanafî,Lyes , Melissa,Amira,Malha,Aziz,Arezki,Lyza,Fatema,Fatima zahra,Assia,Kahina,Hana,Faycel ,Anis.....tous mes amis de ma promo)

À la personne avec qui j'ai partagé ce travail, ma chère binôme Sabrina, pour son soutien moral et sa patience tout au long de ce travail, je te souhaite une vie plein de bonheur et de succès .

AZOUAOU

Je dédie ce modeste travail

A La mémoire de mes grands-parents dont j'aurais souhaité partager ce moment de joie, reposez en paix.

A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et qui m'ont soutenu depuis mon premier jour à l'école, aucun remerciement n'est à la hauteur d'exprimer votre dévouement et vos sacrifices.

*La meilleure des sœurs NOUARA et mon cher frère KIKI qui
Font de mon univers une merveille.*

A mon meilleur MEHDI que dieu te protège pour toujours

A ma grand-mère, mes oncles et leurs femmes et mes tantes qui ont toujours été présents dans ma vie

A mon oncle MOULOUD et sa femme Kahina

A mon cher binôme AZOUAOU pour les moments vécus et les projets réalisés ensemble dans des ambiances inoubliables, A nos futurs projets.

A tous mes amis qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège.

A tous mes amis de ma promo

SABRINA

Listes des figures :

Chapitre I :

Figure I.1 : diagramme contrainte - déformation	05
Figure I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS.....	05
Figure I.3 : diagramme contrainte – déformation de l’acier	07
Figure I.4 : : diagramme "contrainte - déformation" de calcul.....	07

Chapitre II :

Figure II.1: schéma descriptif d’un plancher courant.....	10
Figure II.2: localisation du poteau le plus sollicité.....	13
Figure II.3: élément constituant le plancher terrasse	14
Figure II.4 élément constituant le plancher (étage courant).....	15
Figure II.5: élément constituant la dalle pleine.....	15
Figure II.6 : coupe verticale d’un mur extérieur.....	16
Figure II.7: coupe verticale d’un mur intérieur.....	16
Figure 8 : loi de dégression des surcharges	18
Figure 9 : coupe de voile en élévation Source : RPA 99 version 2003 (fig.7.7)	21

Chapitre III :

Figure III.1 : Schéma du treillis soudé.....	22
Figure III-2 Section de la poutrelle.....	23
Figure III-3 Surface revenant aux poutrelles	24
Figure III-4 Construction de la section en Té.....	24
Figure III .5 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELU.....	29
Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l’ELU.....	31
Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant à l’ELU	34
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants à l’ELU.....	35
Figure III .9 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELU.....	36
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELU.....	37

Figure III.11 : Schéma du treillis soudé.....	47
Figure III-12 Section de la poutrelle.....	48
Figure III-13 Surface revenant aux poutrelles.....	48
Figure III-14 Construction de la section en Té.....	49
Figure III .15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	56
Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	58
Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	60
Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	61
Figure III .19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	63
Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	64
Figure III-1 : schéma de l'escalier.	72
Figure III.2 : Schéma statique d'escalier	73
Figure III.3 : diagramme des efforts internes à l'ELU.	78
Figure III.4: schéma statique d'escalier à l'ELS	82
Figure III-5 : diagramme des efforts internes à l'ELS.....	85
Figure III.6: Schéma statique de calcul.....	87
Figure III.8 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.....	89
Figure III.9 : diagramme des efforts internes à l'ELU.....	90
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.....	94
Figure III.11 : diagramme des efforts internes à l'ELS	95

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.	97
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	97
Figure III.3 Diagrammes des efforts internes.....	98
Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	99
Figure III.5 : Position du centre de pression.....	100
Figure III.1 : Panneau dalle pleine.....	106
Figure III.1 : schéma statique de la poutre de chaînage	112
Figure III.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.....	114
Figure III.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.	118
Figure III.1 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.....	121
Figure III : schéma du ferrailage de la dalle machine	129

Chapitre IV :

Figure IV.1 : icône d'ETABS	130
Figure IV.2 : fenêtre de dialogue.	130
Figure IV. 3 : choix de l'unité.....	131
Figure IV. 4 : commande création d'un nouveau modèle.	131
Figure IV. .5 : création d'un nouveau modèle.	132
Figure IV.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation	132
Figure IV. 7 : instruction des lignes de construction en plan.....	133
Figure IV. 8 : instruction des lignes de construction en élévation.....	133
Figure IV.9 : instruction des lignes de construction en élévation.....	134
Figure IV. 10 : Représentation de la structure en 2D.	135
Figure IV.11 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	136

Figure IV. 12 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER	136
Figure IV. 13 : introduction des éléments barres.....	136
Figure IV.14 : introduction des coffrages de poutres.....	137
Figure IV.15 : définition des dimensions des poutres principales.	137
Figure IV.16 : définition des dimensions des poutres secondaires.	138
Figure IV.17 : définition des dimensions des poutres de chainages.	138
Figure IV. 18 : définition des dimensions du poteau 30x30	139
Figure IV. 19 : définition des dimensions du poteau 35x35	139
Figure IV.20 : définition des dimensions du poteau 40x40	140
Figure IV.21 : définition des dimensions de voile du RDC.....	140
Figure IV. 22 : définition des dimensions des planchers en corps creux.....	141
Figure IV. 23 : Définition des dimensions de la dalle pleine.....	142
Figure IV.24 : Commande de dessin poteaux.	143
Figure IV.25 : dessin des poteaux 40x40	143
Figure IV.26 : dessin des poteaux 35x35	143
Figure IV.27 : dessin des poteaux 30x30	144
Figure IV.28 : Commande de dessin poutres	144
Figure IV.29 : dessin des poutres principales 30x35.	144
Figure IV.30 : dessin des poutres secondaires 25x30	145
Figure IV.31 : Commande de dessin voile.....	145
Figure IV.32 : Affectation des voiles.....	145
Figure IV. 33 : Positionnement des voiles.....	146
Figure IV.34 : Commande de dessin des dalles en corps creux.....	146
Figure IV.35 : Affectation des dalles en corps creux.....	146
Figure IV.36 : Commande de dessin de dalle pleine.	147
Figure IV.36 : Affectation de la dalle pleine.....	147
Figure IV.37 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.	148
Figure IV. 38 : Définition des charges G et Q.	149
Figure IV.39 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	150
Figure IV.40 : commande d'introduction du spectre de réponse.	150
Figure IV.41 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	151
Figure IV.42 : commande d'introduction des cas de charges sismiques.....	151
Figure IV.43 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.	
152	
Figure IV.45 : Encastrement de la base de la structure.....	153
Figure IV.46 : commande d'introduction d'un plancher rigide.	153
Figure IV.47 : spécification du diaphragme	154

Figure IV. 48 : commande d'introduction des combinaisons d'actions	155
Figure IV.49 : création des combinaisons de charges.....	156
Figure IV.50 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.....	157
Figure IV.51 : introduction de nombre de mode.....	157
Figure IV.52 : option de vérification du modèle.....	158
Figure IV.53 : Analyse de la structure.	159
Figure IV.54 : Vue en 3D de la structure.	160

Chapitre VI :

Figures VI.1 : schéma de ferrailage	174
Figures VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).....	175
Figures VI. 3 : Schéma de ferrailage.....	177
Figures VI. 5 : affichage des résultats de Socotec.....	180
Figures VI.7 : Section simplement armée.....	190
Figures VI. 8 : Section rectangulaire doublement armée	191
Figures VI.9 : la disposition des voiles	200
Figures VI.10 : Exemple de calcul par SOCOTEC.....	205

Chapitre VII :

Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée.	212
Figures VII. 2 : Diagramme des contraintes.....	219
Figure VII-3 : Présentation des chargements simplifiés.	226
Figures VII.4 : Répartition trapézoïdale.....	227
Figures VII.5 Schéma statique des nervures (moment fléchissant)	228
Figures VII.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)	228
Figures VII.7 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).....	228
Figures VII. 8 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY) ...	228
Figures VII. 9 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).....	229
Figures VII.10 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)	229
Figures VII.11 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).....	229

Figures VII.12 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).....	230
Figures VII.13 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY).....	233
Figures VII.14 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)	233

Listes des tableaux :

Chapitre II :

Tableau II.01 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003)	12
Tableau II.02 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible. ...	13
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.	14
Tableau II.04 : Caractéristiques des éléments en dalle pleine	15
Tableau II.05 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur	16
Tableau II.06 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.....	16
Tableau II.07 : surcharges d'exploitation des différents éléments.....	17
Tableau II.08 : Récapitulatif de la descente de charges.....	19

Chapitre III :

Tableau 01 : Poids des planchers repris par la poutrelle (RDC).....	25
Tableau 02 : combinaison de charges (plancher RDC).....	25
Tableau 03 : résultats à l'ELU	30
Tableau 04 : résultats à l'ELU	34
Tableau 05 : résultats à l'ELU	37
Tableau 06 : Poids des planchers repris par la poutrelle	49
Tableau 07 : combinaison de charges (plancher).....	49
Tableau 08 : résultats à l'ELU	57
Tableau 09 : résultats à l'ELU	61
Tableau 10 : résultats à l'ELU	64
Tableau III.1 : charges permanentes palier	74
Tableau III.2 : Charge permanentes volée	7
Tableau III.01 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine.....	105
Tableau III.02 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU.....	109

Tableau III.01 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU..... 115

Tableau III.01 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU..... 124

Chapitre V :

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique. 163

Tableau V.2 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens x-x..... 164

Tableau V.3 : Justification de l'interaction voiles portiques dans le sens y-y 164

Tableau V.4 : Justification de l'interaction voiles portiques poids165

Tableau V.5 : critères du facteur de qualité. 167

Tableau V.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X..... 169

Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y. 195

Tableau V.8 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x et y-y 170

Chapitre VI :

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle
..... 173

Tableau V-2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS..... 179

Tableau V-3 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau..... 181

Tableau V-4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA182

Tableau V-5 : délimitation des zones nodales 182

Tableau V-6 : Des valeurs de l'élanements géométrique λ_g 184

Tableau V-7 : quantité minimale d'armatures transversales..... 186

Tableau V.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux. 187

Tableau V-9 : Vérification des contraintes 188

Tableau V.10 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.187

Tableau V.11: Ferrailage des poutres principales a l'ELU. 191

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU 192

Tableau V.13 : Vérification de la condition de non fragilité 192

Tableau V.14 : Vérification au cisaillement. 194

Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur le béton. 194

Tableau V.16 : l'adhérence et l'entraînement des barres.....	195
Tableau V.17 : Armatures transversales minimales.....	197
Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.....	198
Tableau V.18 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.....	198
Tableau V.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	199
Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.....	199
Tableau V-21 : Ferrailage des V.0.8 dans les différentes zones.	206
Tableau V-22 : Armatures horizontales adoptées pour V0.8 dans les différentes zones	207
Tableau V-23 : Ferrailage des V1.2 dans les différentes zones.....	207
Tableau V-24 : Armatures horizontales adoptées pour V.1.2 dans les différentes zones	207
Tableau V-25 : Ferrailage des V.4 dans les différentes zones	208
Tableau V-26 : Armatures horizontales adoptées pour V.4 dans les différentes zones	208
Tableau V.27 : Vérification des sections adoptées selon le RPA.....	209
Tableau V-28 : Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA.....	209
Tableau V.28 : Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL.....	210
Tableau V.29 : Vérification des contraintes dans le béton.	210

Chapitre VII :

Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	213
Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	213
Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux	214
Tableau VII.4 : Récapitulatif des contraintes	219
Tableau VII.5 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).....	227
Tableau VII.6 : Ferrailage des nervures.....	231
Tableau VII.7 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA	231
Tableau VII.8 : Vérification des quantités d'armatures transversales	232

Tableau VII. 9 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures	232
Tableau VII .11 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).....	233
Tableau VII.12 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.	233
Tableau VII.13 : Vérifications des contraintes dans le béton	234

INTRODUCTION GENERALE :

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I.	Introduction	
I.1	Présentation de l'ouvrage	01
I.2	Caractéristique géométrique	01
I.3	Les éléments de l'ouvrage	01
I.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux	02

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.	Introduction	
II.1	Les planchers en corp creux	10
II.2	Les poutres	11
II.3	Les planchers en dalle pleines	12
II.4	Les poteaux	19
II.5	Les voiles	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.	Introduction	
III.1	Les planchers (RDC)	22
III.2	Les planchers (ETAGE COURANT)	46
III.2	Les escaliers	72
III.3	La poutre palière	89
III.4	L'acrotère	97
III.5	Les balcons	105
III.6	La poutre de chainage	112
III.7	La salle machine	120

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.	Introduction	
IV.1	Description du logiciel ETABS	130
IV.2	Manuel d'utilisation de l'ETABS	130
IV.3	Etapas de la modélisation	131

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

V.	Introduction	
V.1	Le pourcentage de la masse participante	163
V.2	Justification de l'interaction voiles portique	163
V.3	Vérification de l'effort tranchant à la base	165
V.4	Vérification des déplacements relatif.....	168
V.5	Vérification de l'effet P-Delta	169
V.6	Vérification de l'effort normal réduit	170
V.7	Vérification de la stabilité au renversement.....	171

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.	Introduction	
VI.1	Ferrailage des poteaux	173
VI.2	Ferrailage des poutres	189
VI.3	Ferrailage des voiles.....	200

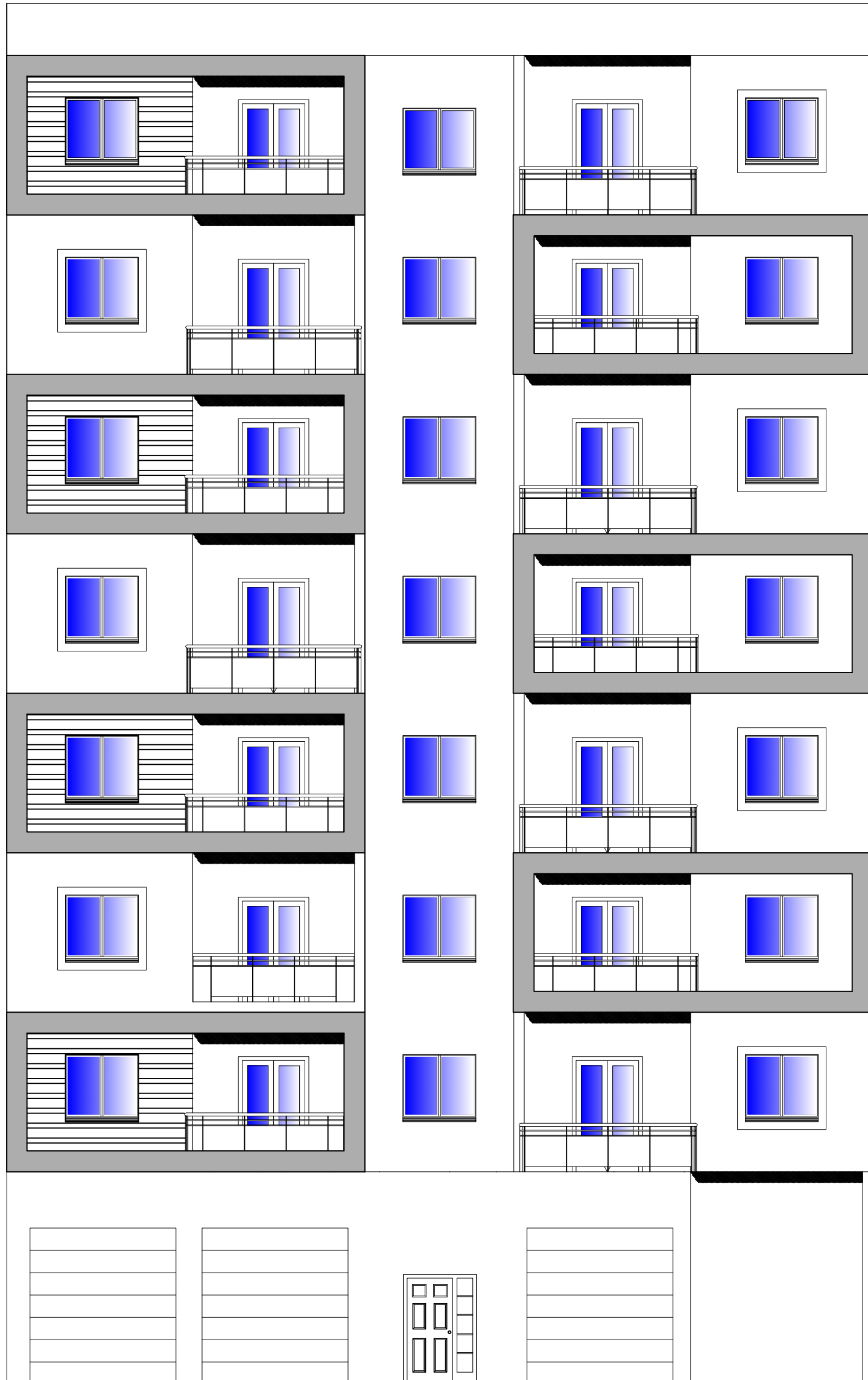
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.	Introduction	
VII.1	Choix et type de la fondation.....	211
VII.2	Etude du radier général.....	215
VII.3	Etude des nervures	226

Chapitre VIII : Etude du voile périphérique

VIII.	Introduction	
VIII.1	Prédimensionnement du voile périphérique	236
VIII.2	Contrainte de sollicitation.....	237
VIII.3	Ferrailage du voile périphérique	238

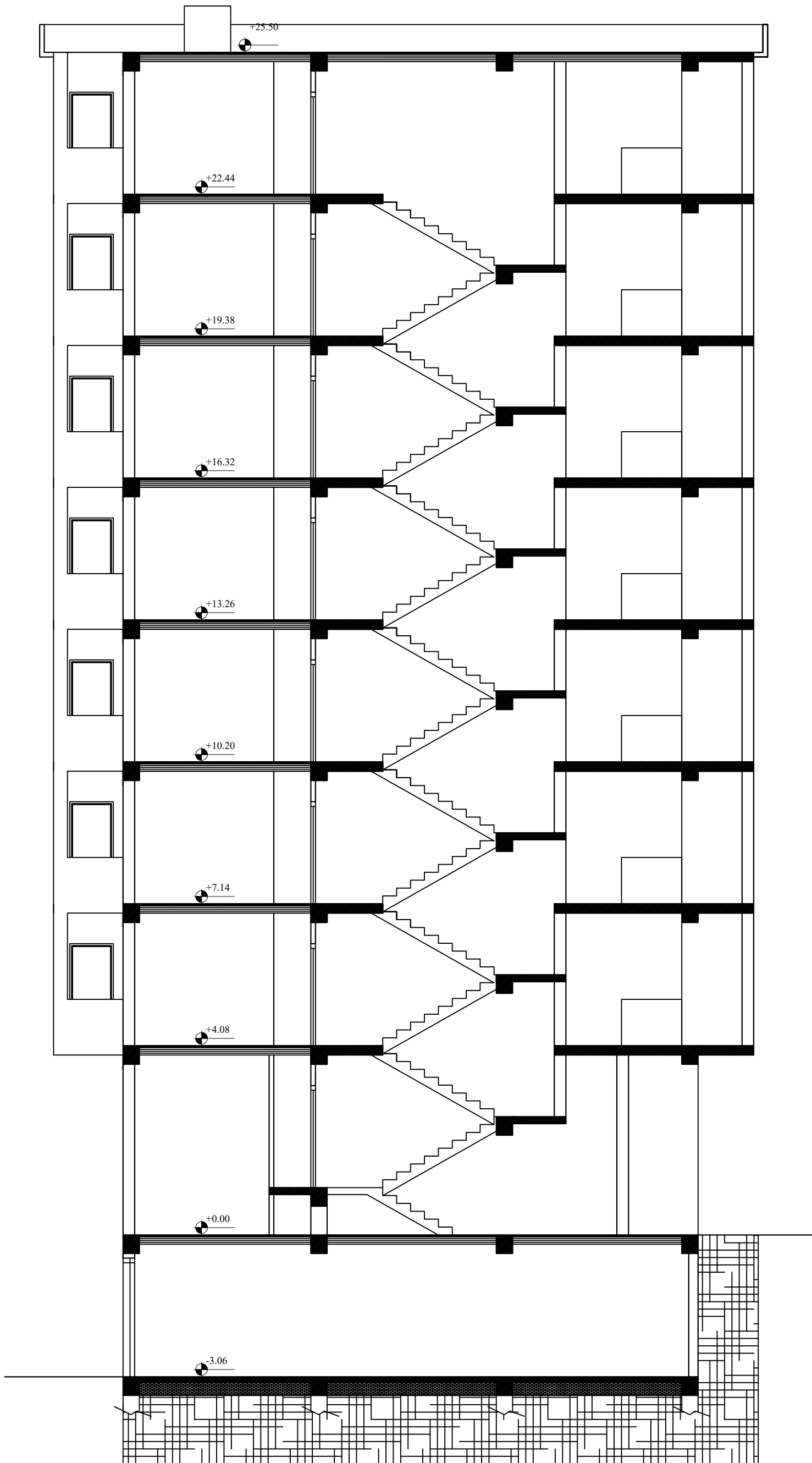
CONCLUSION GENERALE



FACADE PRINCIPALE

ECH : 1/50

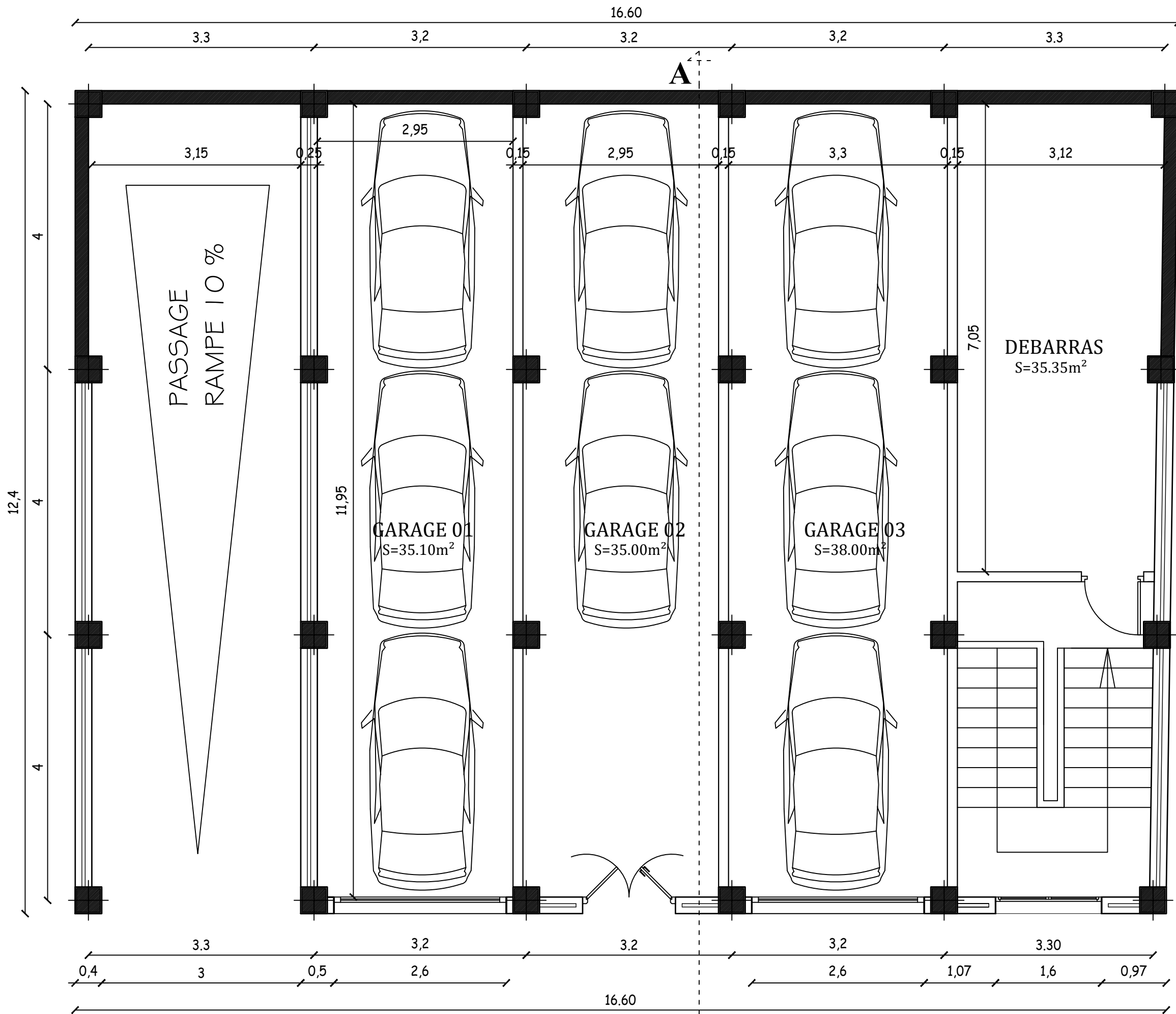
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
ARCHITECTURE	Wilaya: TIZI-OUZOU
	PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
	REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID



COUPE AA

ECH : 1/50

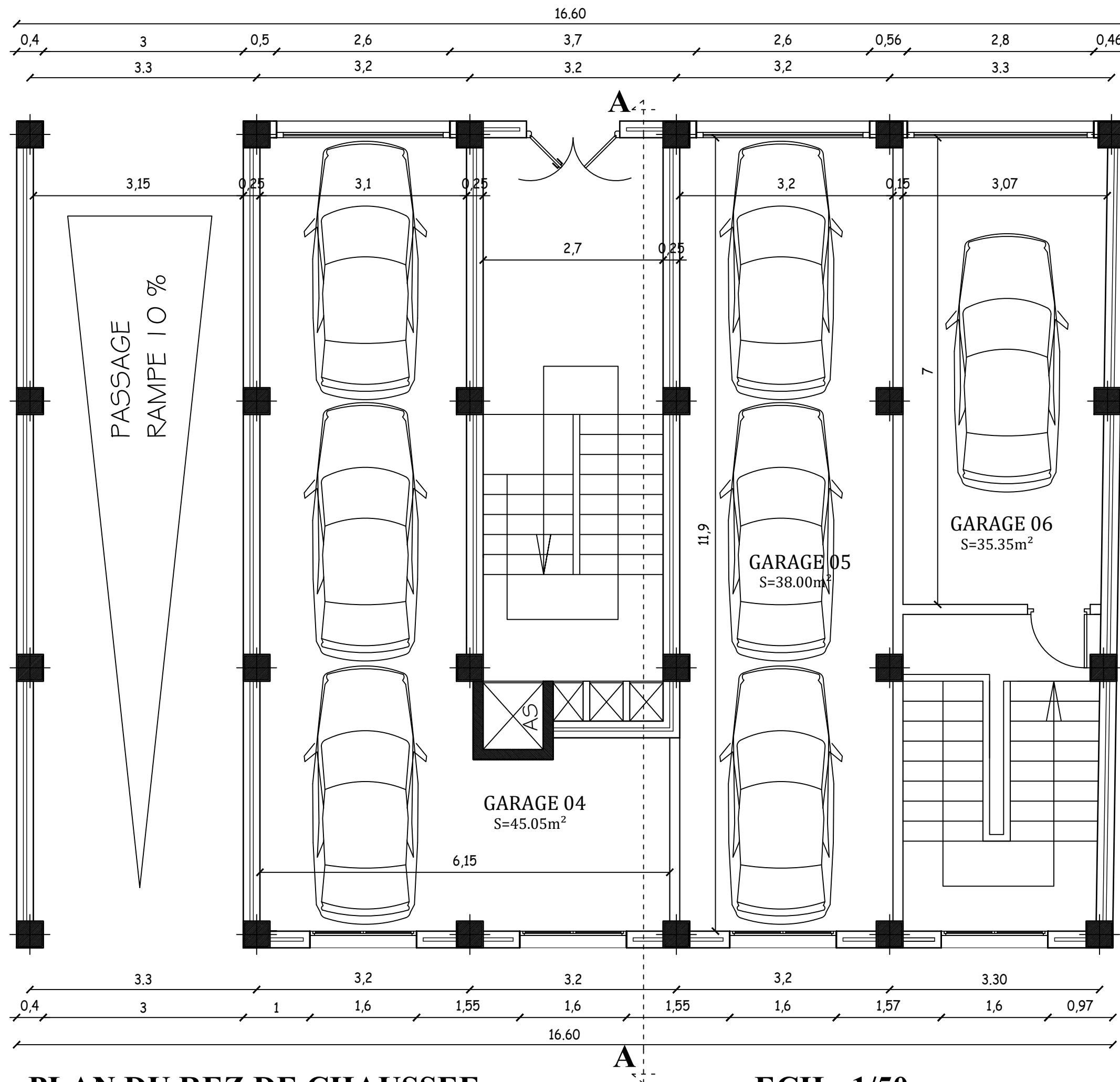
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
A R C H I T E C T U R E	Wilaya: TIZI-OUZOU
	PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
	REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID



PLAN DU SOUS SOL

ECH : 1/50

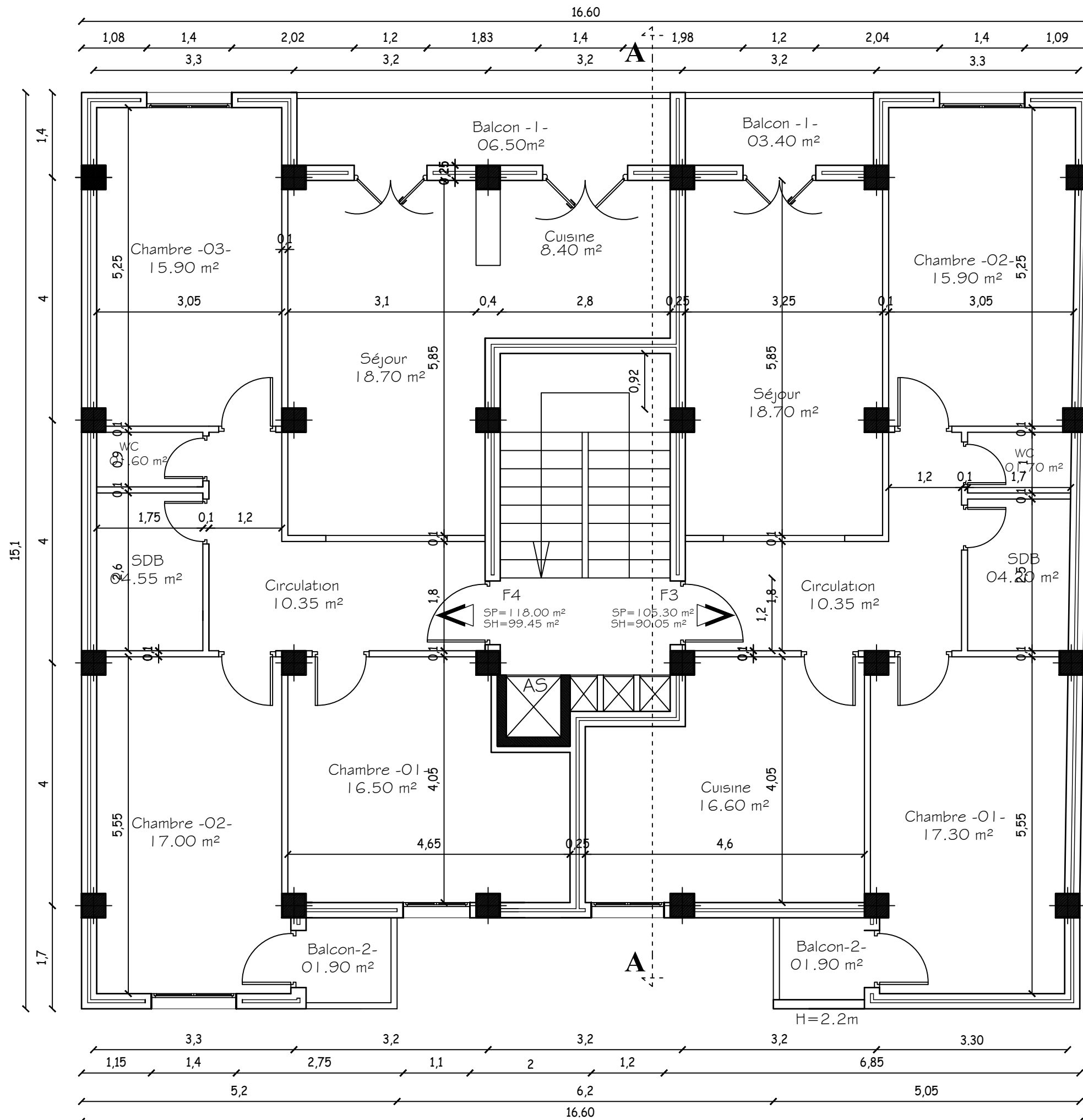
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

ECH : 1/50

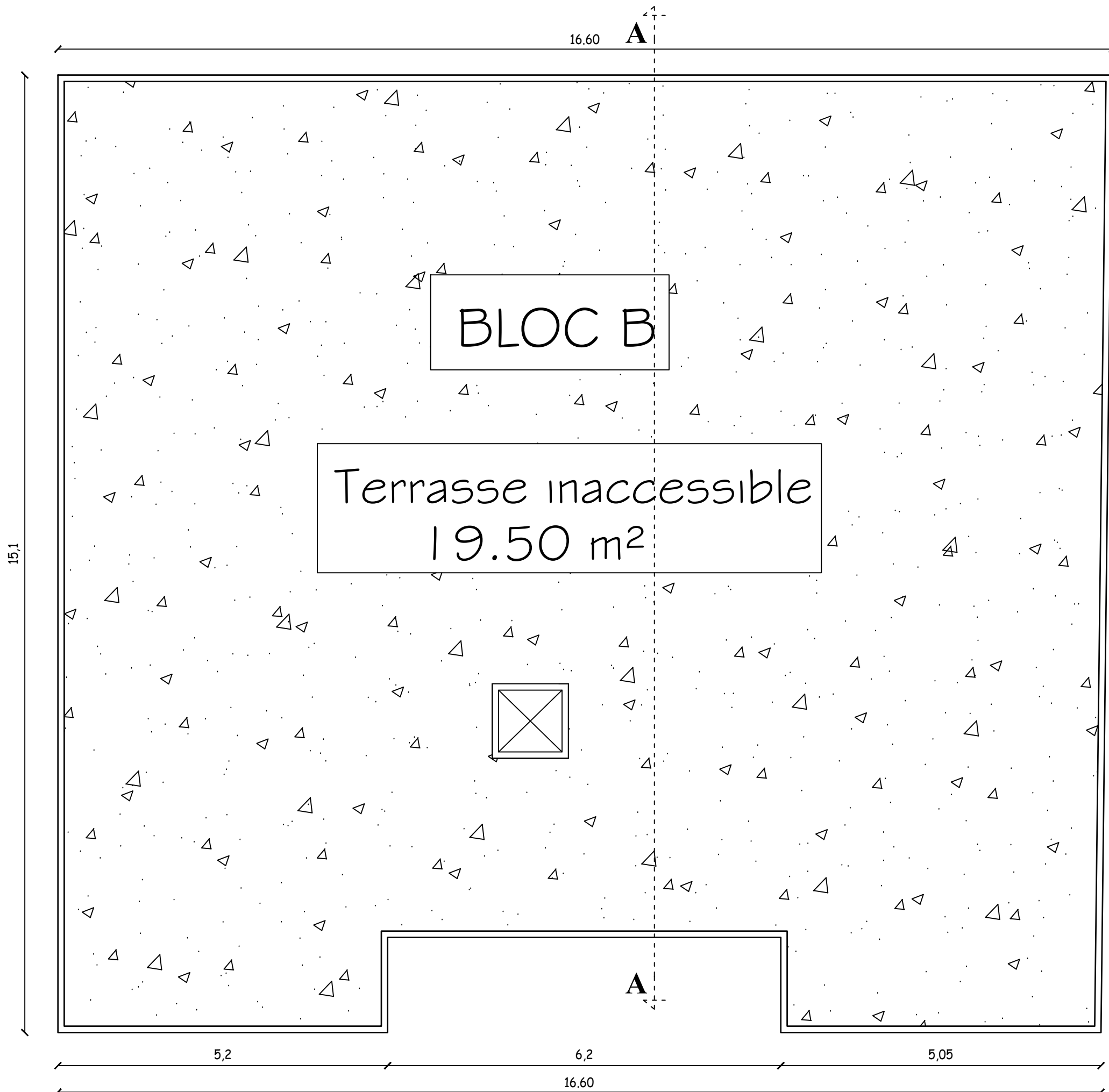
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
ARCHITECTURE	PROJET :
	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
REALISEE PAR :	
AIT OUDIA SABRINA	
AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT :
	Mr SI SALEM ABDELMADJID



PLAN D'ETAGE COURANT

ECH : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET :	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
REALISEE PAR :	AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMAJID



PLAN DE TOITURE

ECH : 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
ARCHITECTURE	Wilaya: TIZI-OUZOU
	PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
RÉALISÉE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

Introduction générale :

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

- La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.
- Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'un bâtiment composé d'un sous-sol, rez-de-chaussée et de sept étages à usage d'habitation en zone II a.

Ce présent travail comporte huit chapitres qui se répartissent comme suit :

- ✚ Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- ✚ Le second traite le calcul de prédimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- ✚ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudiés au troisième chapitre.
- ✚ Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.
- ✚ Le cinquième chapitre consiste les vérifications des exigences du RPA.
- ✚ Le sixième chapitre consiste le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA99 version 2003), Le calcul fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- ✚ Le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Pour le dernier chapitre consiste l'étude du voile périphérique.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec moindre coûts.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et les règlements du béton aux états limites (BAEL).

1. 1 Présentation de l'ouvrage :

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et sept étages à usage d'habitation

Cet ouvrage est implanté dans la commune de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIA).

1. 2 Caractéristiques géométriques :

Hauteur totale du bâtiment	28.56 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	4.08 m
Hauteur de l'acrotère	0.6 m
Longueur totale du bâtiment	15.1 m
Largeur totale du bâtiment	16.45 m

1. 3 Les éléments de l'ouvrage :**▪ Ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

▪ Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Les planchers assurent deux fonctions principales :

a) Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

b) Fonction d'isolation :

Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

- ✚ Pour notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

- **Les escaliers :**

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction.

On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

- **Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

- **Maçonnerie :**

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm et les murs de séparations seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Ils seront réalisés :

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures, les voiles et les plafonds.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles.

1. 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ **Béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

A titre indicatif le dosage courant pour 1m^3 de béton est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
 - Gravier : 800 L
 - Sable : 400 L
- Ciment : 350 kg
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci noté f_{c28} . On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

B. La résistance caractéristique du béton à la traction : (Art A.2.1,12 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

C. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale

✓ **Module de déformation instantanée : (Art A.2.1,21 BAEL91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on

admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (} f_{cj} \text{ en MPa)}$$

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

On a : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

✓ **Module de déformation différée : (Art A.2.1,22 BAEL91)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

D. Module de déformation transversale :

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

Avec E : module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson :(Art A.2.1,3 BAEL91)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative Longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

E. Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

○ **Etats limites ultimes :**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance.
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

Contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\sigma_{\gamma b}} \text{ (Art : A .4.3,41 BAEL91)}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b : 1.15 \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)

$\gamma_b : 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$ (situation courante)

$\theta = 1$ lorsque $j \Rightarrow j > 24$ heures

$\theta = 0.9$ lorsque $1 \leq j \leq 24$ heures

$\theta = 0.85$ lorsque $j < 1$ heure

j : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

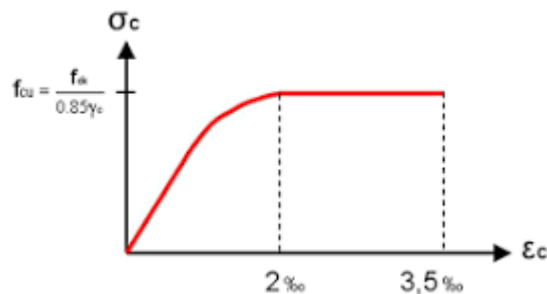


Figure 1 : diagramme contrainte - déformation

• **Etats limites de services :**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal sa durabilité soient assurées, ils comprennent :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à :

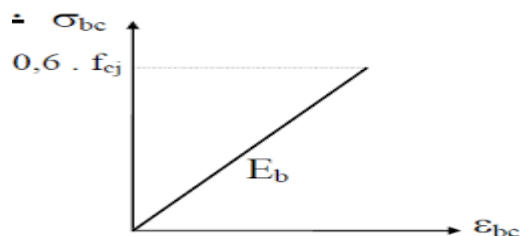


Figure 2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

F. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1 BAEL91) :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

✓ Cas de fissuration non préjudiciable :

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

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

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

❖ Acier :**a) Généralités :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

b) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécanique de l'acier, se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de traction simple. Le diagramme contraintes-déformation a pour allure :

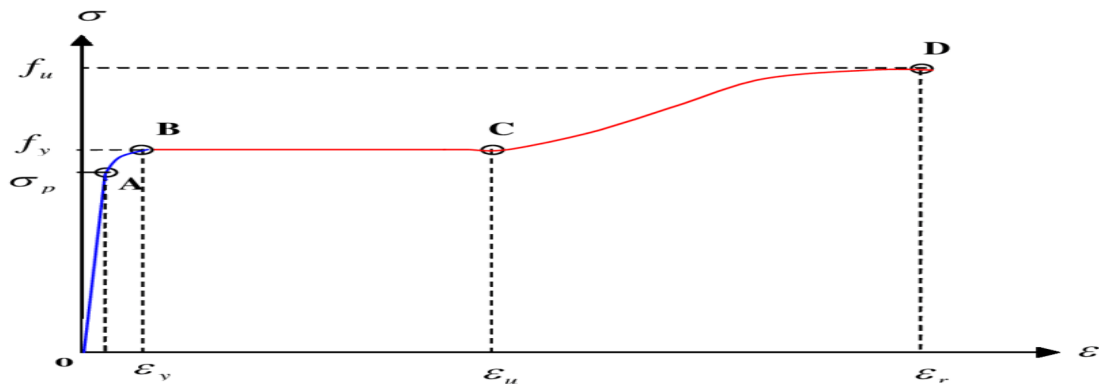


Figure 3 : diagramme contrainte – déformation de l'acier

f_e : limite élastique de l'acier.

f_r : résistance à la rupture.

ϵ_{es} : allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comporte quatre zones :

Zone **OA** : domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : domaine de ductilité.

Zone **BC** : domaine de raffermissement.

Zone **CD** : domaine de striction.

c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul aux états limite nous utiliserons le diagramme simplifier suivant :

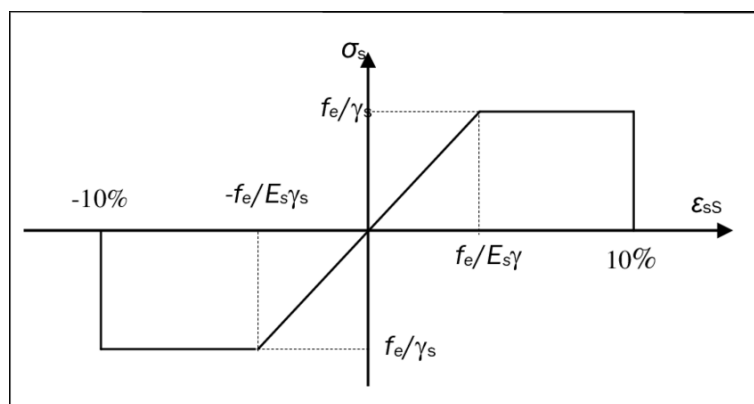


Figure 4 : : diagramme "contrainte - déformation" de calcul

d) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPA}$

e) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

f) Contraintes limites :

- **Contrainte limite à l'ELU : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$**

Avec :

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentelle} \end{cases}$

-Contrainte limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue 3 cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments qui sont situés dans des locaux couverts où aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries :

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

- **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs :

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

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (LS)

$\eta = 1.6$ pour les aciers hauts adhérence (HA)

g) Protection d'armatures : (Art A.7.1 BAEL91) :

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5 cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

- **3 cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- **1 cm** pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II. 1. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) pour le pré dimensionnement
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91)

II. 2. Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées qui seront à leur tour disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

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

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

L_{max} : Portée libre maximale des poutrelles.

On a : $L_{max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm}$

$L_{max} = 30.5 \text{ m}$

$$ht \geq \frac{305}{22.5} = 13.55 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur du plancher : **$ht = 20 \text{ cm}$** soit un plancher (16 + 4)

Cette hauteur valable pour toute les étages.

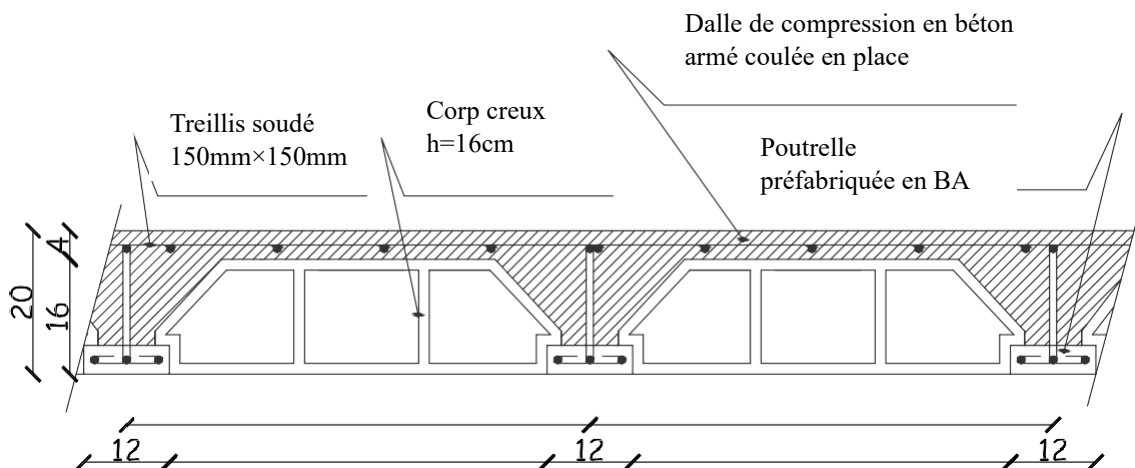


Figure 1 : schéma descriptif d'un plancher courant

II. 3. Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur des poutres :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- Largeur des poutres :

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

A. Les poutres principales :

$$L_{max} = 375 \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_p \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h_p \leq 37.5$$

On prend : **$h_t = 35 \text{ cm}$**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

B. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 330 - 25 = 305 \text{ cm} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h_p \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33 \leq h_p \leq 30.5$$

On prend : **$h_p = 30 \text{ cm}$**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$**

➤ **Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003) :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
Hauteur : h_p (cm)	$35 \geq 30$	$30 \geq 30$	Vérifier
Largeur : b (cm)	$30 \geq 20$	$25 \geq 20$	Vérifier
Hauteur / largeur	1.16	1.2	Vérifier

Tableau 01 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003)

Conclusion : on adoptera les dimensions suivantes :

- ✚ (30×35) pour les poutres principales
- ✚ (25×30) pour les poutres secondaires

II. 4. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par la formule suivante : $\frac{l}{20} \leq ep \leq \frac{l}{15}$

l : la portée libre

e_p : l'épaisseur de la dalle

$$\frac{120}{20} \leq ep \leq \frac{120}{15} \Rightarrow 6cm \leq ep \leq 8cm$$

On adopte une épaisseur de $ep = 15 cm$

L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur 4 appuis) pour la salle des machines est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{lx}{30} \Rightarrow lx = 0.9 m$$

L_x : porté libre

E_p : épaisseur de la dalle

$$ep \geq \frac{90}{30} \Rightarrow ep \geq 3 cm$$

Vue l'importance des charges que va reprendre la dalle, on adopte une épaisseur de $e_p = 15cm$

II. 5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont près dimensionnés à l'ELS en compression simple en Supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A_p La section transversale du poteau le plus sollicité.

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

5.1. Calcul de la surface d'influence :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.85 \times 1.5) \times 2 + (1.45 \times 1.85) \times 2$$

$$S = 10.92 \text{ cm}^2$$

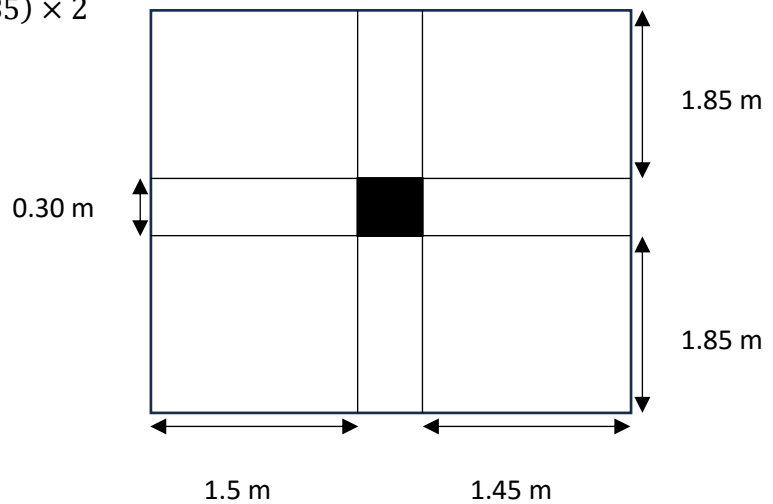


Figure 2 : localisation du poteau le plus sollicité

5.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.2.2.**

- **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

➤ Plancher terrasse inaccessible à corp creux : **figure 03**

N°	Elements	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,06	1,32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0,01
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Dalle en corps creux	14	(16+4)	2,80
7	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
				G = 5,46 KN/m²

Tableau 02 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

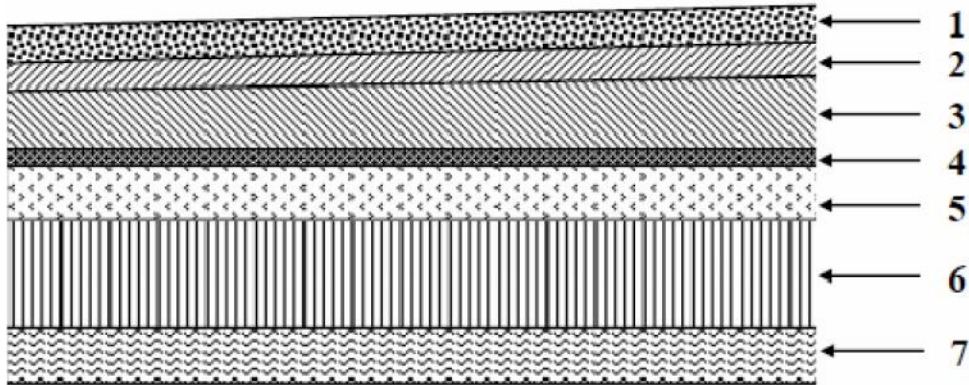


Figure 3 : éléments constituant le plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

N°	Éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle en corps creux	14	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
6	Cloisons de séparation interne	9	0,10	0,90
				G = 5,28 KN/m²

Tableau 3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

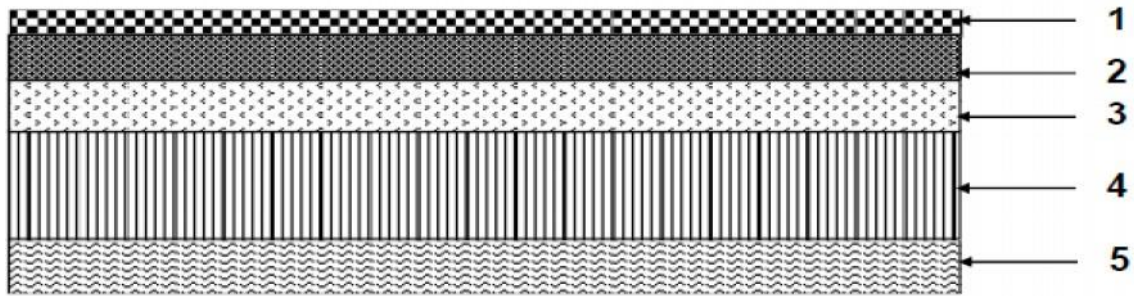


Figure 4 : élément constituant le plancher (étage courant)

➤ Dalle pleine :

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,04	0,72
4	Dalle pleine en béton	25	0,15	3,75
5	Enduit en mortier ciment	22	0,02	0,44
				G = 5,75 KN/m²

Tableau 04 : Caractéristiques des éléments en dalle pleine

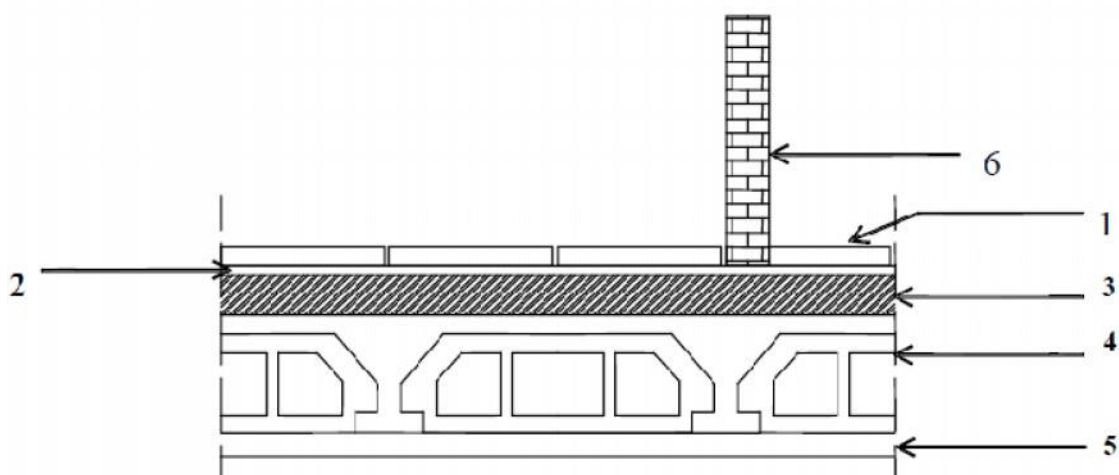


Figure 5 : élément constituant la dalle pleine

➤ **Maçonnerie :**

a. **Mur extérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	22	0,02	0,44
2	Brique creuse	9	0,1	0,90
3	Lame d'air	-	0,05	-
4	Briques creuses	9	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G = 2,44 KN/m²

Tableau 04 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

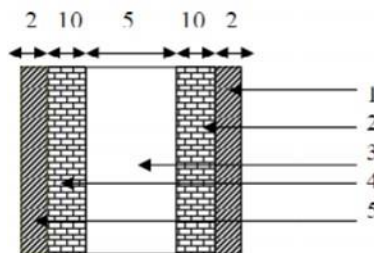


Figure 6 : coupe verticale d'un mur extérieur

b. **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
2	Briques creuses	9	0,10	0,90
				G = 1, KN/m²

Tableau 05 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur

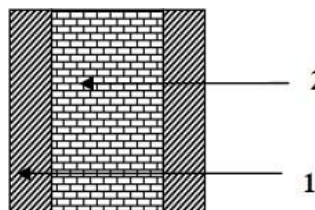


Figure 7 : coupe verticale d'un mur intérieur

- **Charge d'exploitation :**

Eléments	Surcharges en KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC (Parking)	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau 6 : surcharges d'exploitation des différents éléments.

5.3. Calcul de l'effort normal :

- **Poids propre des poutres :**

Poutres principales : $G_{pp} = 2 \times (0.30 \times 0.35) \times 1.85 \times 25 \Rightarrow G_{pp} = 9.71 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.5 + 1.45) \times 25 \Rightarrow G_{ps} = 5.53 \text{ KN}$

D'où : $G_t = 9.71 + 5.53 = \mathbf{15.24 \text{ KN}}$

- **Poids propre des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible : $G_p = 10.92 \times 5.46 \Rightarrow \mathbf{G_p = 59.62 \text{ KN}}$

Plancher étage courant : $G_{pe} = 10.92 \times 5.28 \Rightarrow \mathbf{G_{pe} = 57.66 \text{ KN}}$

- **Poids propre des poteaux :**

Poteaux RDC : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 4.08 \Rightarrow \mathbf{G_p = 6.37 \text{ KN}}$

Poteaux d'étage courant : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow \mathbf{G_p = 4.78 \text{ KN}}$

- **Les charges d'exploitations :**

- Terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 10.92 = \mathbf{10.92 \text{ KN}}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = 1.5 \times 10.92 = \mathbf{16.38 \text{ KN}}$
- RDC : $Q_3 = 5 \times 10.92 = \mathbf{54.6 \text{ KN}}$

- **La loi de dégression des surcharges :**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression des surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\Sigma Q = Q_0$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

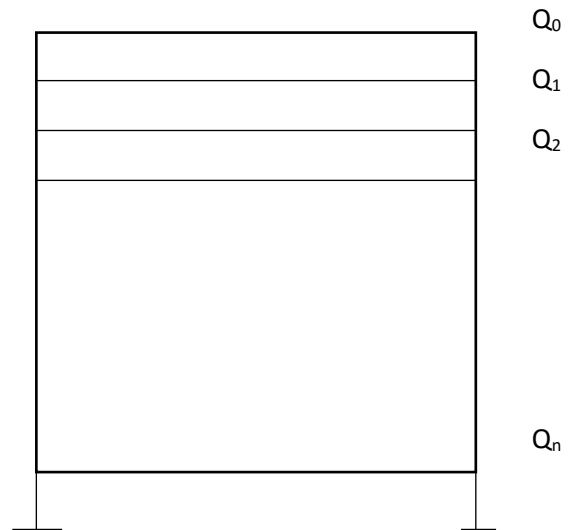


Figure 8 : loi de dégression des surcharges

Pour $n \geq 5$ $\Sigma Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots + Q_n$

▪ **Calcul :**

$$Q_0 = \mathbf{10.92}$$

$$Q_0 + 0.95(16.38 + 16.38) = \mathbf{42.04 KN}$$

$$Q_0 + 0.9 (16.38 + 16.38 + 16.38) = \mathbf{55.14 KN}$$

$$Q_0 + 0.85(16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38) = \mathbf{66.61 KN}$$

$$Q_0 + 0.8(16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.18) = \mathbf{76.44 KN}$$

$$Q_0 + 0.75(16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38) = \mathbf{84.63 KN}$$

$$Q_0 + 1(16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38) = \mathbf{125.58 KN}$$

$$Q_0 + 1 (16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 16.38 + 54.6) = \mathbf{180.18KN}$$

- *Dimensionnement des poteaux :*

Niveau	G Poutres (KN)	G Planchers (KN)	G Poteaux (KN)	G total (KN)	G cumulée (KN)	Q (KN)	Q cumulé e (KN)	N _s =G+Q (KN)	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Choix de la section (cm ²)
7	15.24	59.62	4,78	79.64	79.64	10.92	10.92	90.56	90.56	30×30
6	15.24	57.66	4,78	77.68	157.32	16.38	27.30	184.62	123.08	30×30
5	15.24	57.66	4,78	77.68	235	16.38	43.68	278.68	185.78	30×30
4	15.24	57.66	4,78	77.68	312.68	16.38	60.06	372.74	248.49	35×35
3	15.24	57.66	4,78	77.68	390.36	16.38	76.44	466.8	311.2	35×35
2	15.24	57.66	4,78	77.68	468.04	16.38	92.82	560.86	373.91	35×35
1	15.24	57.66	4,78	77.68	545.72	16.38	109.20	654.92	436.61	40×40
RDC	15.24	57.66	6.38	79.28	625	16.38	125.58	750.58	500.38	40×40
Sous sol	15.24	57.66	4.78	77.68	702.68	54.6	180.18	882.86	588.57	40×40

Tableau 7 : Récapitulatif de la descente de charges.

5.4. Vérification selon le RPA99 version 2003 :

On voit bien que les dimensions imposées par le règlement parasismique algérien, qui sont les suivantes :

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

$$b_1 \geq \frac{he}{20} = \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{40} = \frac{35}{35} = \frac{30}{30} = 1$$

5.5. Vérifications des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 50 \text{ cm}$$

lf : longueur de flambement des poteaux

$$i = \sqrt{\frac{l}{5}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{hb}}$$

i : rayon de giration

Donc :

$$\text{RDC} : lf = 0.707 \times 373 = 263.71 \text{ cm}$$

$$\text{étage courant} : lf = 0.707 \times 271 = 191.59 \text{ cm}$$

$$\text{sous - sol} : lf = 0.707 \times 271 = 191.59 \text{ cm}$$

D'où :

$$\text{poteau } (40 \times 40) : \lambda = \frac{191.59}{11.55} = 16.58 < 50$$

$$\text{poteau } (40 \times 40) : \lambda = \frac{263.7}{11.55} = 22.83 < 50$$

$$\text{poteau } (35 \times 35) : \lambda = \frac{191.59}{10.58} = 18.11 < 50$$

$$\text{poteau } (30 \times 30) : \lambda = \frac{191.59}{8.66} = 22.12 < 50$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables

5.6. les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

$$a \geq \frac{he \max}{20}$$

$$he \max = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

D'où :
$$a \geq \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20 cm**.

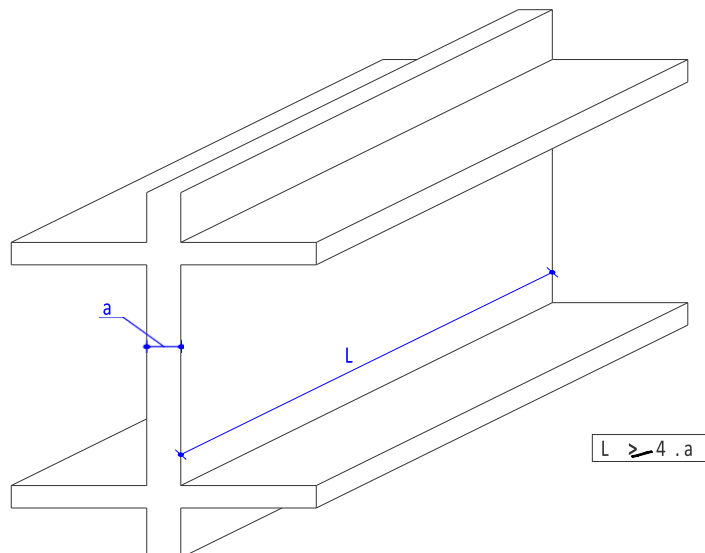


Figure 9 : coupe de voile en élévation Source : RPA 99 version 2003 (fig.7.7)

Chapitre III

Calcul des éléments

III. Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + poutre palière, l'acrotère, les balcons, la poutre de chaînage et la salle machine.

III. 2. Plancher du RDC (parking) :

1) Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles. } (BAEL 91/Art B.8.6, 423).
 33cm pour les armatures // aux poutrelles. }

✚ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml} \quad \text{Avec : } L' = 65cm.$$

Nous adaptons : **5T6=1.41cm²**
 parallèles aux poutrelles

Avec un espacement : **S_t=20 cm**. Armatures

$$A \geq \frac{A}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705cm^2 /ml$$

On prend : **5T6=1.41cm²**

Avec un espacement : **S_t=20 cm**.

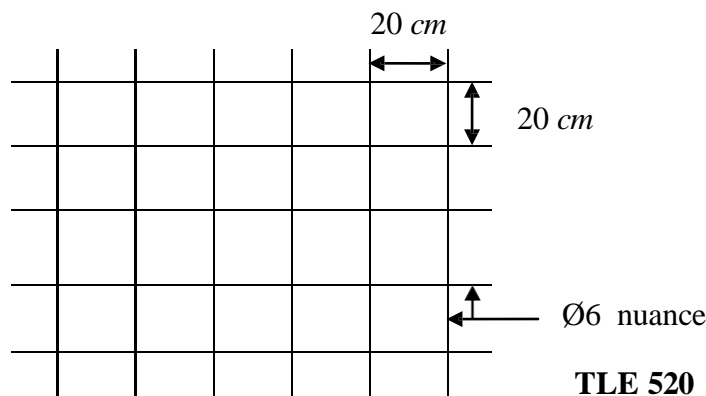


Figure III-1 Schéma du treillis soudé.

2) Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A-Chargement

- Poids propre de la poutrelle : 0.12x0.04x25.....0.12 kN/ml ;
- Poids du corps creux : 0.65x0.95..... 0.62 kN/ml ;
- Surcharge due à l'ouvrier :.....1.00 kN/ml.

Charge permanente : G=0.74 kN/ml.

Charge d'exploitation : Q=1 kN/ml.

B-Calcul à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable (l = 4.02m).

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

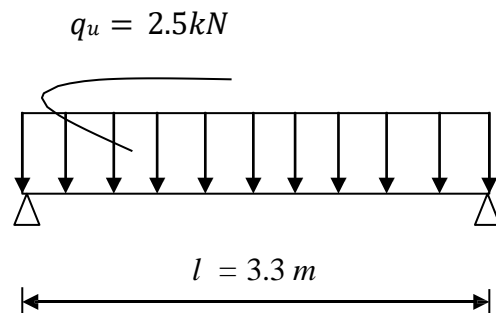
$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.3)^2}{8} = 3.4 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 3.3}{2} = 4.13 \text{ kN.}$$



Soit :

c : l'enrobage (c=2cm).

d = h - c : la hauteur utile.

$$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

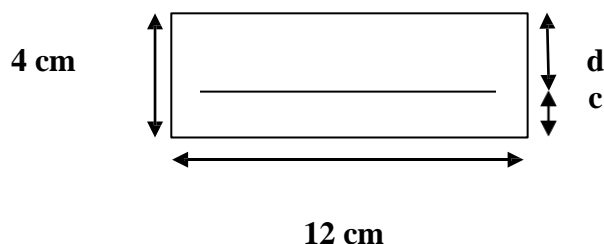


Figure III-2 Section de la poutrelle

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbc} = \frac{3.4 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 4.99$$

$\mu = 4.99 > \mu_1 = 0.3920 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espace entre étais : 80 à 120cm).

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

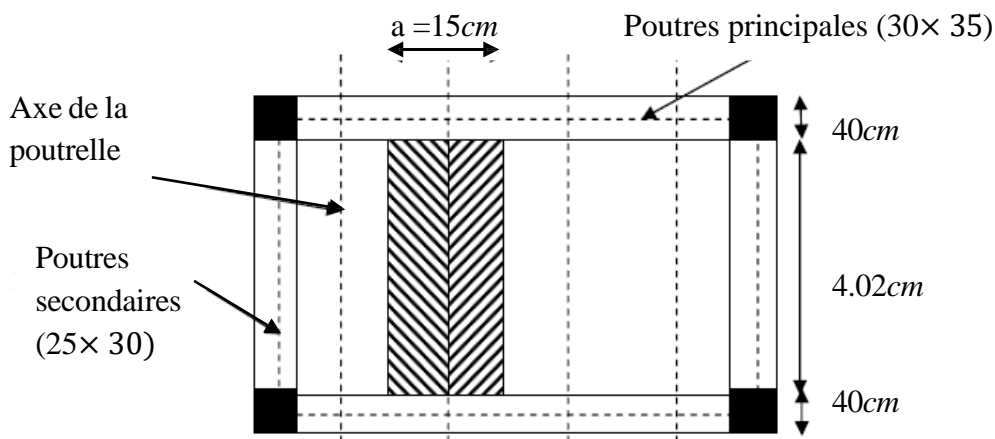


Figure III-3 Surface revenant aux poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)

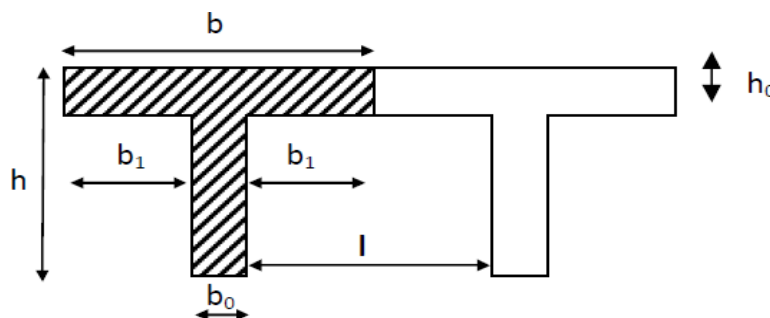


Figure III-4 Construction de la section en T.

Avec :

L : La plus grande portée libre de la poutrelle ($L = 330cm$).

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($l = 65-12 = 53cm$).

b_1 : Largeur de l'hourdis ($b_1 = ?$).

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 12cm$).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4cm$).

- **Largeur de la table à mi-travée :**

La largeur (b_1) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{330}{10} ; \frac{65 - 12}{2}\right) = 26.5 \text{ cm}$$

B- Poids des planchers repris par la poutrelle

Planchers	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
Plancher étage RDC (parking)	$5.28 \times 0.65 = 3.432$	$5 \times 0.65 = 3.25$

Tableau 06 : Poids des planchers repris par la poutrelle (RDC)

C. Combinaison de charges

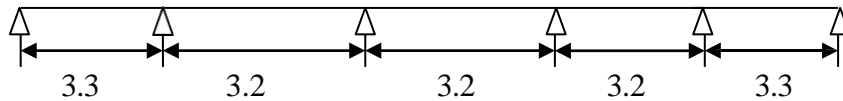
Planchers	ELU (1.35G+1.5Q) (kN/ml)	ELS (G+Q) (kN/ml)
Plancher étage RDC (parking)	9.508	6.682

Tableau 07 : combinaison de charges (plancher RDC)

D. Détermination des efforts internes

1^{er} cas :

La poutrelle à étudier comportant cinq travées



3) Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que

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

a) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$.

$Q = 5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.3}{3.2} = 1.031 \\ \frac{3.2}{3.2} = 1 \\ \frac{3.2}{3.2} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4) Application de la méthode forfaitaire :

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9.508 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{3.25}{3.25 + 3.432} = 0.486$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.572$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.672$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.3^2}{8} = 12.942 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{9.508 \times 3.2^2}{8} = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{9.508 \times 3.2^2}{8} = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{9.508 \times 3.2^2}{8} = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{9.508 \times 3.3^2}{8} = 12.942 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(12.942) = 3.882 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5(12.942) = 6.471 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4(12.17) = 4.868 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,4(12.17) = 4.868 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_{04}; M_{05}) = 0,5(12.942) = 6.471 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(12.942) = 3.882 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :**Étude de la travée AB :** (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (13.589 ; 14.828) - 5.176$$

$$M_t^{AB} \geq 9.652 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 8.697 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = M_t^{EF} = \mathbf{9.652 \text{ KN.m}}$ **Étude de la travée BC :** (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (12.778; 13.944) - 5.669$$

$$M_t^{BC} \geq 8.275 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 6.961 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = M_t^{DE} = \mathbf{8.275 \text{ KN.m}}$ **Étude de la travée CD :** (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \{1.05M_{03} ; (1+0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (12.778; 13.944) - 4.868$$

$$M_t^{CD} \geq 9.076 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 6.961 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = \mathbf{9.076 \text{ KN.m}}$

• Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

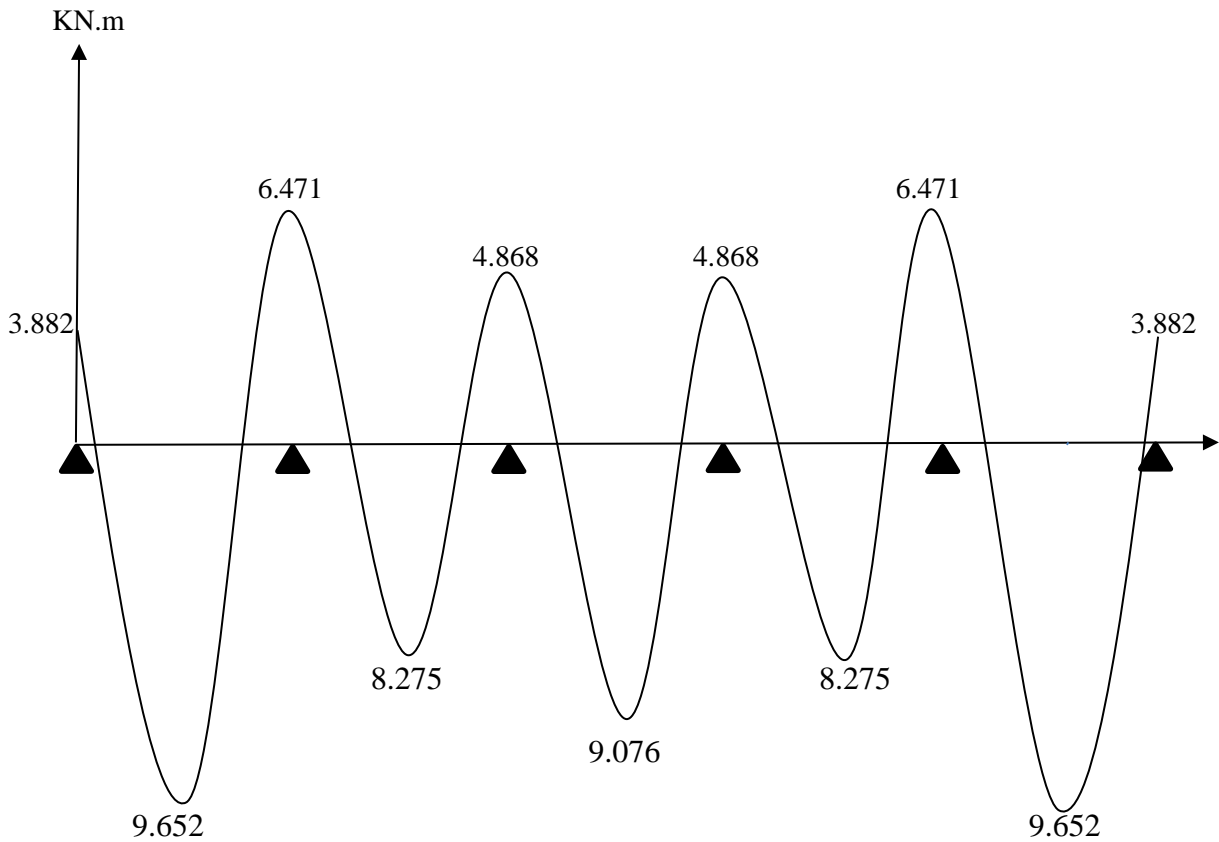


Figure III .5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \text{ avec } \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive (AB ; EF) :

$$T_A = T_E = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-6.471-3.882}{3.3} = 12.55 \text{ KN.m}$$

$$T_B = T_F = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-6.471-3.882}{3.3} = -18.825 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (BC ; DE) :

$$T_B = T_D = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-4.868-6.471}{3.2} = 11.669 \text{ KN.m}$$

$$T_C = T_E = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-4.868-6.471}{3.2} = -18.756 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (CD) :

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-4.868-4.868}{3.2} = 12.17 \text{ KN.m}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-4.868-4.868}{3.2} = -18.255 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_w (KN.m)	3.882	6.471	4.868	4.868	6.471
M_e (KN.m)	6.471	4.868	4.868	6.471	3.882
T_w (KN)	12.55	11.669	12.17	11.669	12.55
T_e (KN)	-18.825	-18.756	-18.225	-18.756	-18.825

Tableau 03 : résultats à l'ELU

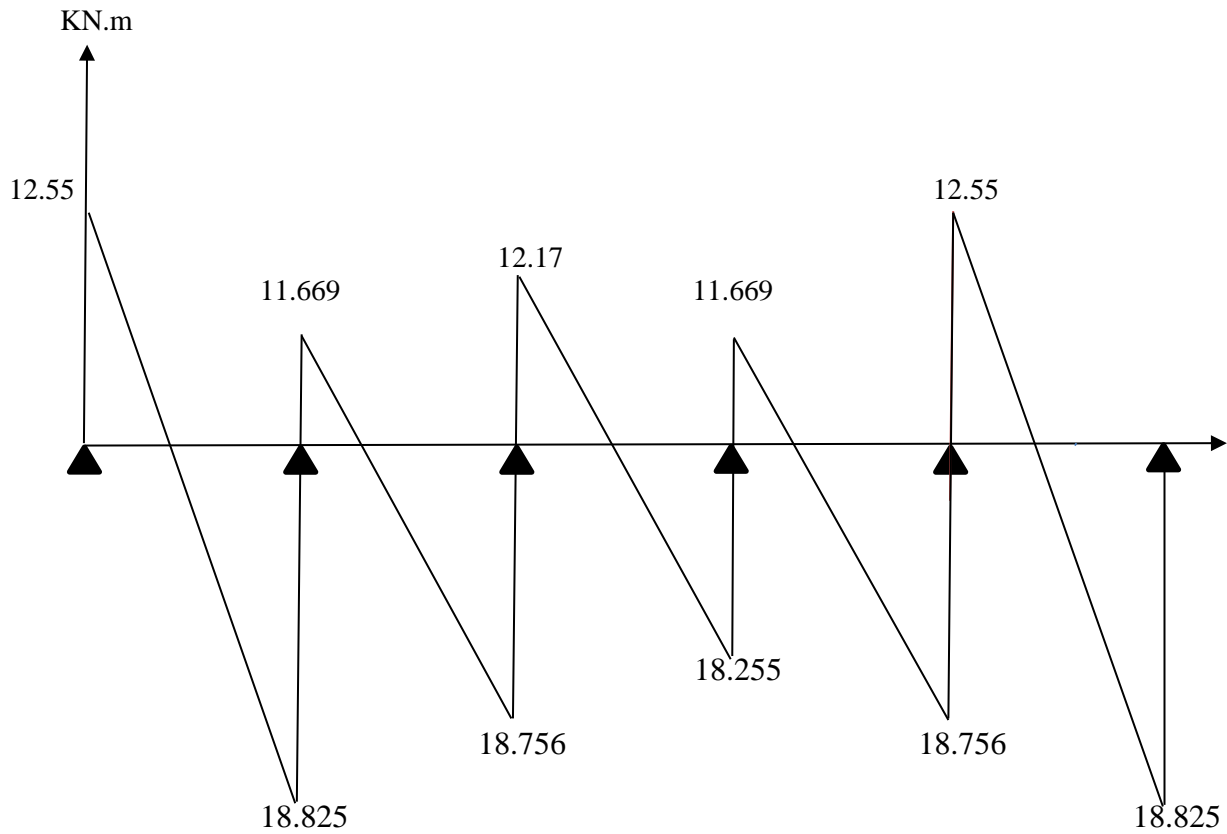
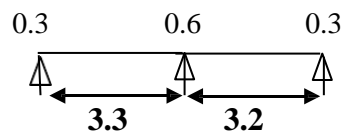


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2^{eme} cas :

La poutrelle à étudier comportant deux travées



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{3.25}{3.25 + 3.432} = 0.486$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.572$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.672$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.3^2}{8} = 12.942 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{9.508 \times 3.2^2}{8} = 12.17 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(12.942) = 3.882 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5(12.942) = 6.471 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3(12.17) = 3.651 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (13.589; 14.828) - 5.176$$

$$M_t^{AB} \geq 9.652 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 8.697 \text{ KN.m}$$

On prend ; $M_t^{AB} = 9.652 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC :

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (12.778; 13.944) - 5.061$$

$$M_t^{BC} \geq 8.883 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 8.178 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = 8.883 \text{ KN.m}$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

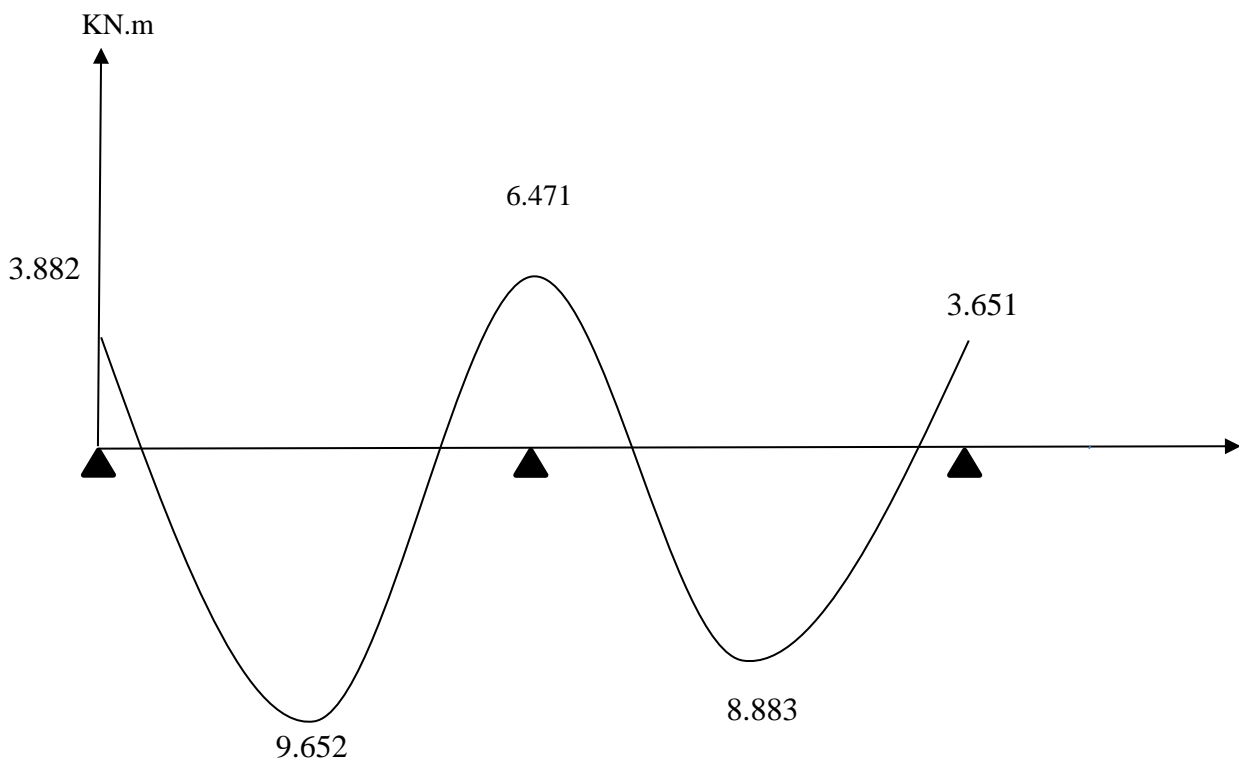


Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive (AB) :

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-6.471-3.882}{3.3} = 12.55 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-6.471-3.882}{3.3} = -18.825 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (BC) :

$$T_B = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.651-6.471}{3.2} = 12.049 \text{ KN.m}$$

$$T_C = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -9.508 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.651-6.471}{3.2} = -18.375 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C
M_w (KN.m)	3.882	6.471
M_e (KN.m)	6.471	3.651
T_w (KN)	12.55	12.049
T_e (KN)	-18.825	-18.375

Tableau 04 : résultats à l'ELU

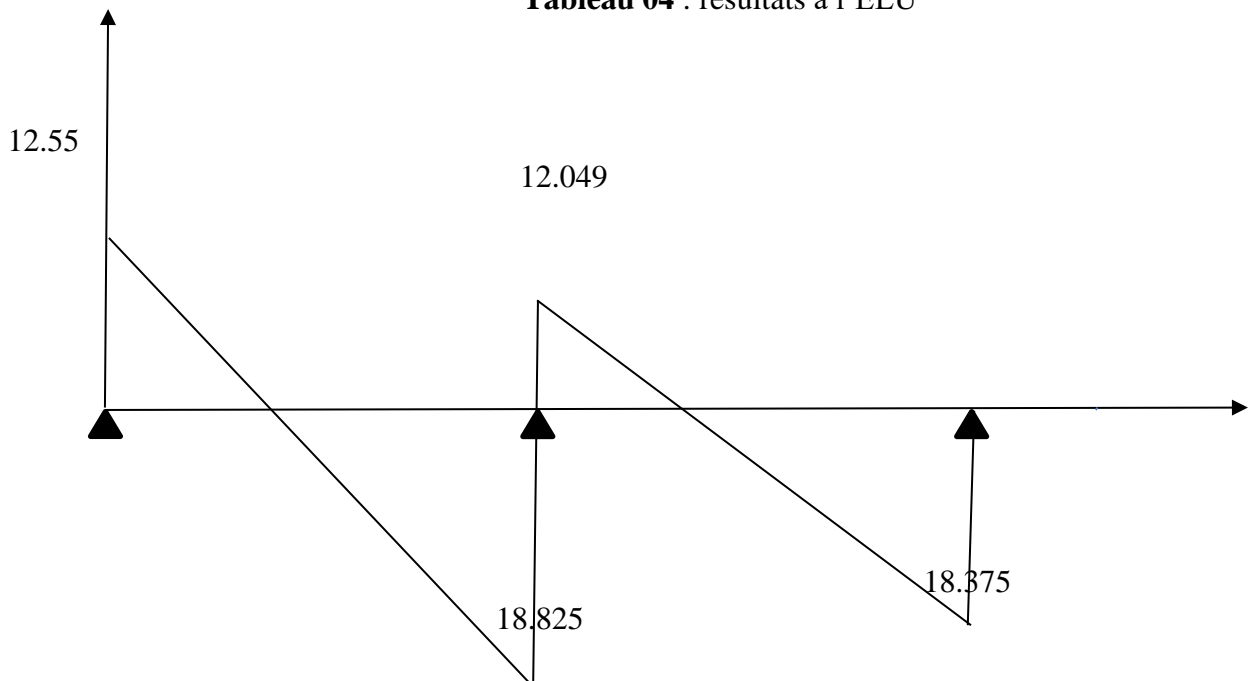


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3^{eme} cas :

La poutrelle à étudier comportant d'une travée



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9.508 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{3.25}{3.25 + 3.432} = 0.486$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.572$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.672$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{9.508 \times 3.3^2}{8} = 12.942 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(12.942) = 3.882 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,3M_{01} = 0,3(12.942) = 3.882 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1 + 0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (13.589 ; 14.828) - 3.882$$

$$M_t^{AB} \geq 10.946 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 8.697 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = 10.946 \text{ KN.m}$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

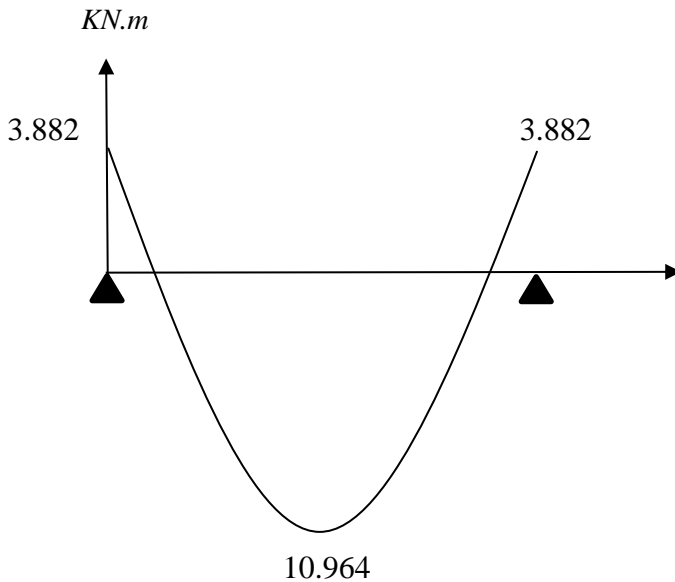


Figure III .9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive (AB) :

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = 9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-3.882 - 3.882}{3.3} = 13.335 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = -9.508 \frac{3.3}{2} + \frac{-3.882 - 3.882}{3.3} = -18.04 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B
M_w (KN.m)	3.882
M_e (KN.m)	3.882
T_w (KN)	13.335
T_e (KN)	-18.04

Tableau III.5 : résultats à l'ELU

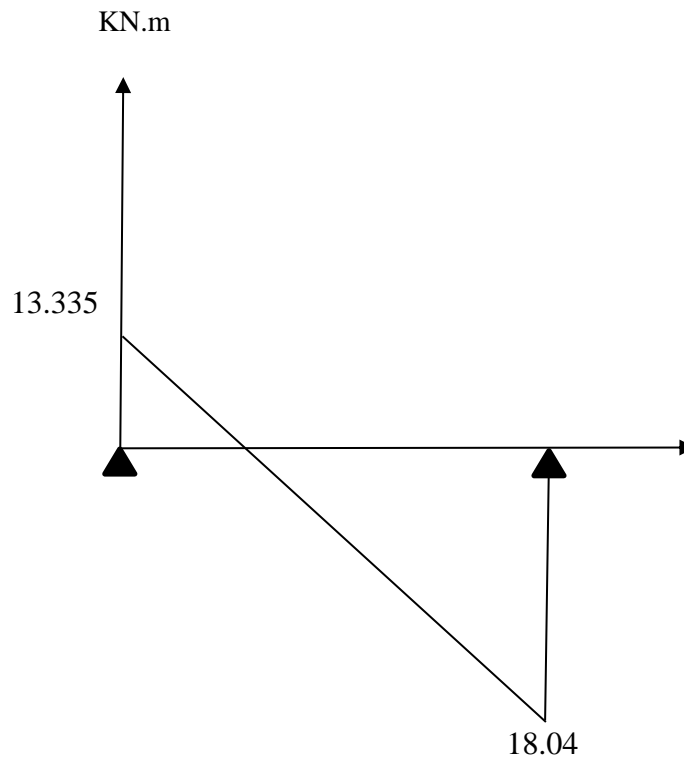


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

5) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

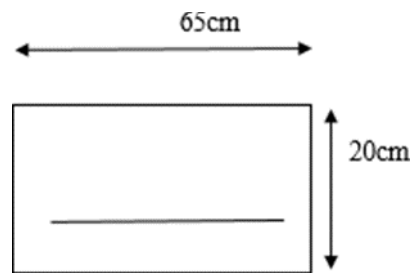
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{AB} = 10.946 \text{ KN.m} \quad M_b = 6.471 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; d=18\text{cm}$$



❖ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10,946 \text{ KN.m} \llll M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

La section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,946 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,946 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10=2.36cm²**

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,471}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,117$$

$$\mu = 0,117 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0.117 \rightarrow \beta = 0.9375$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{6.471 \times 10^3}{0.9375 \times 18 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA10 = 1.57 cm²**

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \varnothing_l \mid \frac{b_0}{10} \right\rangle$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{20}{35} \mid 1.2 \mid \frac{12}{10} \right\rangle$$

$$\varnothing_t \leq \min \{0,571 \mid 1.2 \mid 1,2\}$$

$$\varnothing_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2 \varnothing 8 avec **$A_s = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$**

✚ Espacement des armatures transversales :

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{0,9d \mid 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm}\}$$

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

Conclusion :

En travée : **$3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$**

Aux appuis : **$2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales : **$2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$**

Vérification à l'ELU :

✚ Condition de non fragilité du béton et de la section minimales : (Art B4.2.1 BAEL91modifié99)

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23bdft28}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification aux cisaillements (Art5.1.211 BAEL91modifié99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} \quad \text{avec} \quad T_{max} = 18.825 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} = \frac{18.825 \times 1000}{120 \times 180} = 0.871 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91modifiée99)

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA

- Aux appuis :

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

$$\tau_{se} = \frac{18.825 \times 10}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.850 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.850 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.825 \times 10}{0.9 \times 18 \times 9.42} = 1.233 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.233 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✚ L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99)

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 18.825 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 18.825 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✚ L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91 modifié99)

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.825 - \frac{3.882 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.014$$

$$A = -0.014 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.825 - \frac{6.471 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.060$$

$$A = -0.060 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

- ✚ Ancrage des armatures : (longueur de scellement) (Art6.1.22 BAEL91 modifié99)

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_t 28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{on prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ Nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 9.508 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 6.682 \text{ KN/ml}$$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{AB} = 7.693 \text{ KN.m} \quad M_b = 4.547 \text{ KN.m} \quad T_{max} = 13.229 \text{ KN}$$

✚ État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

✚ État limite de compression du béton :

En travée :

$$M_t^{\max} = 7.693 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \quad \beta_1 = 0.856 \quad K = 0.0819$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.693 \times 10^{-3}}{0.856 \times 0.18 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 147.282 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 147.282 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.0819 \times 147.282 = 9.489 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 12.062 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_b^{\max} = 4.547 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_2 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 1.046 \quad \beta_2 = 0.8585 \quad K = 0.0486$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.547 \times 10^{-3}}{0.8585 \times 0.18 \times 2.26 \times 10^{-4}} = 153.959 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 153.959 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.0486 \times 153.959 = 7.482 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.482 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

✚ État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié 99)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b₀: largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

M₀ : Moment isostatique maximum

M_t : Moment max en travée

$$\frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{7.693}{15 \times 9.095} = 0.056 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{3.36}{12 \times 18} = 0.015 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la troisième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f$$

$$f = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

Avec :

f : La flèche admissible

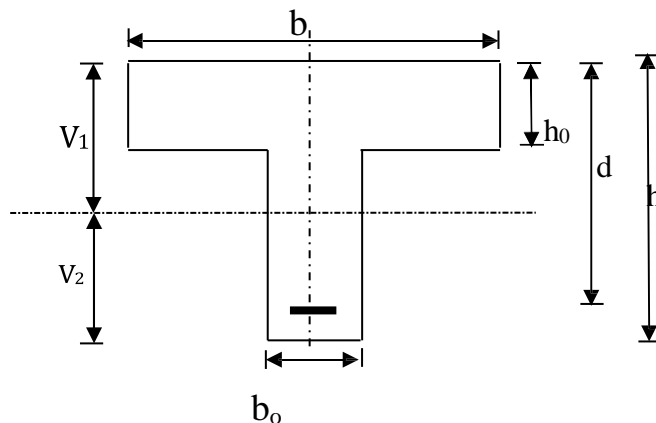
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

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

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



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.36 = 502.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + A_t \times d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3715.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3715.3}{502.4} = 7.395 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.395 = 12.605 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} = (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.395^3 + 12.605^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.395 - 2)^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.605 - 2)^2$$

$$I_0 = 21800.687$$

Calcul des coefficients (λ_v, μ, I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0109} = 1.508$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft28}; 0\right\} = \max\{0.582; 0\} = 0.582$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21800.687}{1 + 0.582 \times 1.508} = 12771.644 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.693 \times 3.3^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 12771.644 \times 10^{-8}} = 0.00606$$

$$f = 0.606 \text{ mm} < \bar{f} = 6.6 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

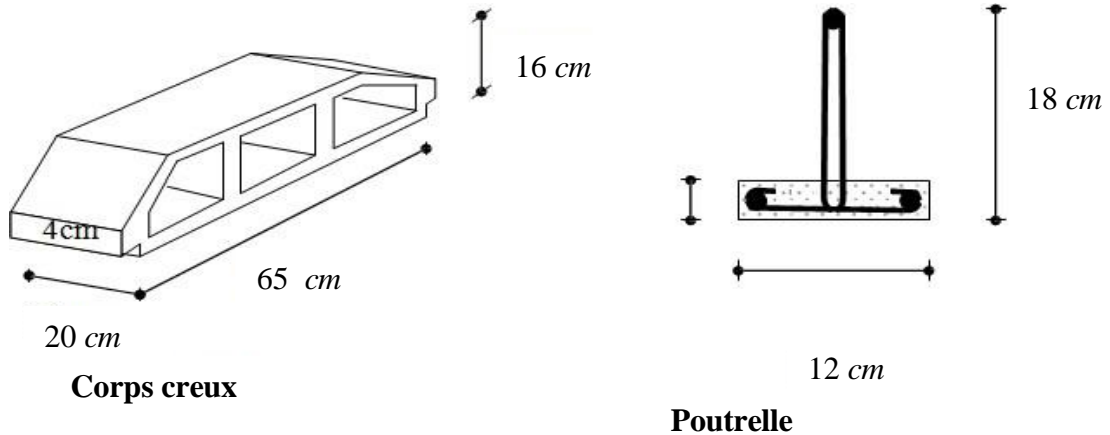
- ❖ Les armatures longitudinales :
En travée : 3HA10=2.36 cm²
Aux appuis : 2HA10=1.57 cm²
- ❖ Les armatures transversales :
2HA8=1,01 cm²

III. Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour un seul types de plancher à usage d'habitation.

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



➤ **Plancher étages courants**

1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 20cm \text{ pour les armatures } \perp \text{ aux poutrelles.} \\ 33cm \text{ pour les armatures } // \text{ aux poutrelles.} \end{array} \right\} \text{ (BAEL 91/Art B.8.6, 423).}$$

1-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \geq \frac{4 \cdot L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml} \quad \text{Avec : } L' = 65cm.$$

Nous adaptons : **5T6=1.41cm²**

Avec un espacement : **S_t=20 cm.**

2-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A \geq \frac{A}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705cm^2 /ml$$

On prend : **5T6=1.41cm²**

Avec un espacement : **S_t=20 cm.**

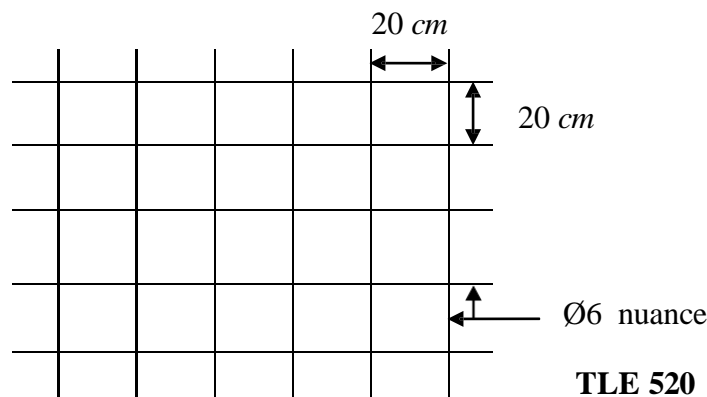


Figure III-11 Schéma du treillis soudé.

3- Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à $(4 \times 12) \text{ cm}^2$.

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A-Chargement

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots \dots \dots 0.12 \text{ kN/ml}$;
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 \dots \dots \dots 0.62 \text{ kN/ml}$;
- Surcharge due à l'ouvrier : $\dots \dots \dots 1.00 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ kN/ml}$.

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

4- Calcul à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($l = 4.02 \text{ m}$).

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

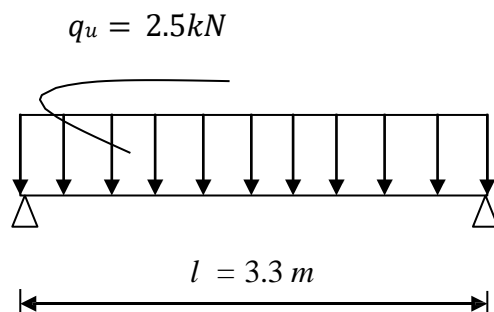
$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.3)^2}{8} = 3.4 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 3.3}{2} = 4.13 \text{ kN}$$



Soit :

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

$d = h - c$: la hauteur utile.

$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

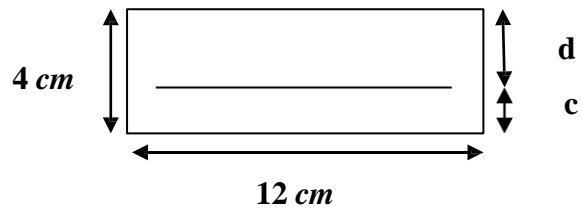


Figure III-12 : Section de la poutelle

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.4 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 4.99$$

$\mu = 4.99 > \mu_1 = 0.3920 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120cm).

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

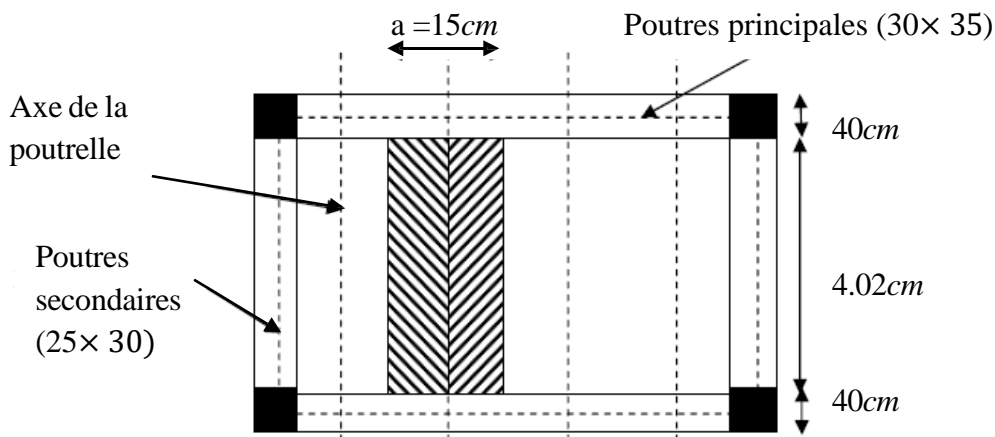


Figure III-13 Surface revenant aux poutelles.

a) **Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art A.4.1, 3)**

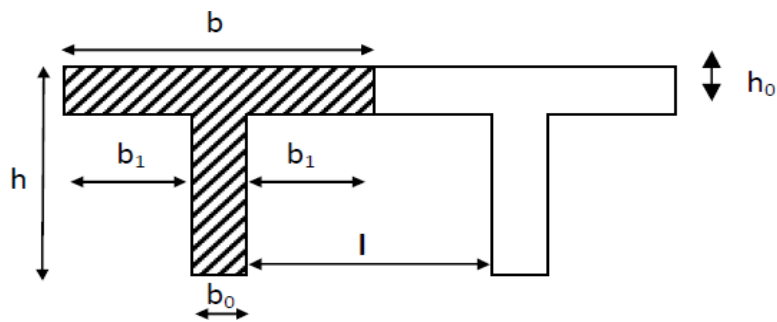


Figure III-14: Construction de la section en Té.

Avec :

L : La plus grande portée libre de la poutrelle (*L* = 330cm).

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (*l* = 65-12 = 53cm).

*b*₁ : Largeur de l'hourdis (*b*₁ = ?).

*b*₀ : Largeur de la poutrelle (*b*₀ = 12cm).

*h*₀ : Epaisseur de la dalle de compression (*h*₀ = 4cm).

• **Largeur de la table à mi-travée :**

La largeur (*b*₁) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{330}{10} ; \frac{65 - 12}{2}\right) = 26.5 \text{ cm}$$

• **Poids des planchers repris par la poutrelle**

Planchers	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
Plancher étage courant	5.28 × 0.65 = 3.432	1.5 × 0.65 = 0.975

Tableau 06 : Poids des planchers repris par la poutrelle

• **Combinaison de charges**

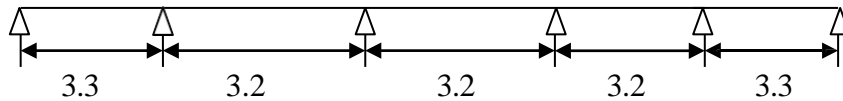
Planchers	ELU (1.35G+1.5Q) (kN/ml)	ELS (G+Q) (kN/ml)
Plancher étage courant	6.095	4.407

Tableau 07 : combinaison de charges (plancher)

b) D. Détermination des efforts internes

1^{er} cas :

La poutrelle à étudier comportant cinq travées



1- Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que

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

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$.

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.3}{3.2} = 1.03 \\ \frac{3.2}{3.2} = 1 \\ \frac{3.2}{3.2} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

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

5- Exposé de la méthode :

- **Calcul du rapport de charge α :**

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

Soit : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8}$$

l : longueur entre nus des appuis.

M_w : valeur absolue du moment du moment sur l'appui de gauche.

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t = moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

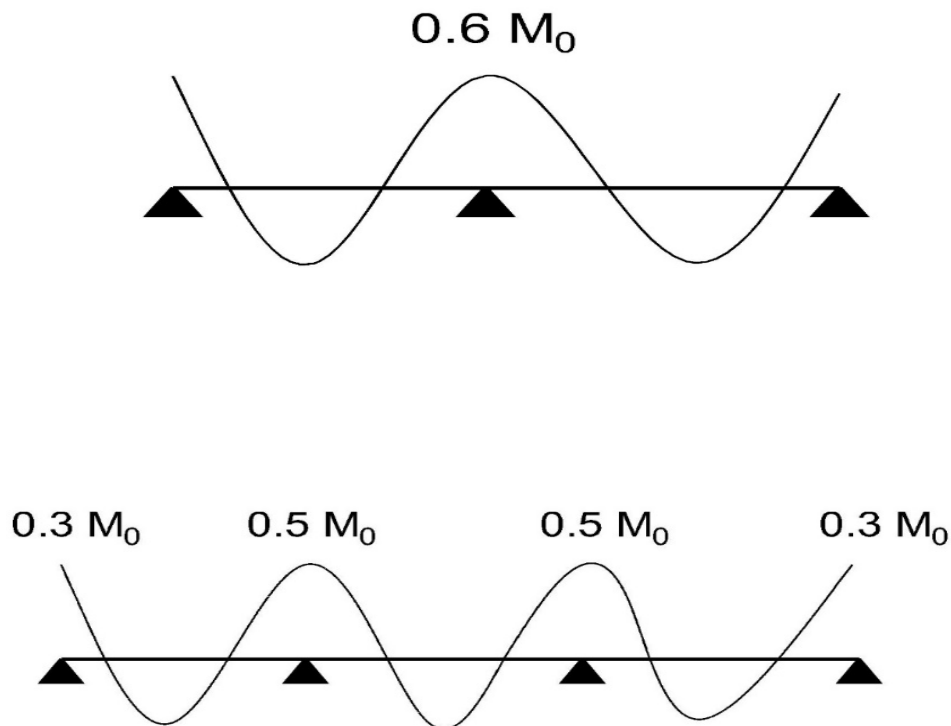
$$M_t \geq \max \{ 1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ pour une poutre de deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rives



Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (6) appuis.

✚ Application de la méthode forfaitaire :

A l'ELU : $qu = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.3^2}{8} = 8.297 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{6.095 \times 3.3^2}{8} = 8.297 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(8.297) = 2,489 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5(8.297) = 4,148 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4(7.8) = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4(7.8) = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5(8.297) = 4,148 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(8.297) = 2,489 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB : (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (8.711 ; 8.847) - 3.318$$

$$M_t^{AB} \geq 5.529 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.252 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = M_t^{EF} = 5.529 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC : (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (8.19; 8.317) - 3.634$$

$$M_t^{BC} \geq 4.683 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 4.157 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = M_t^{DE} = 4.683 \text{ KN.m}$

Étude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \left\{ 1.05 M_{03} ; (1+0.3\alpha) M_{03} \right\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \max (8.19; 8.317) - 3.12$$

$$M_t^{CD} \geq 5.197 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 4.157 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = 5.197 \text{ KN.m}$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

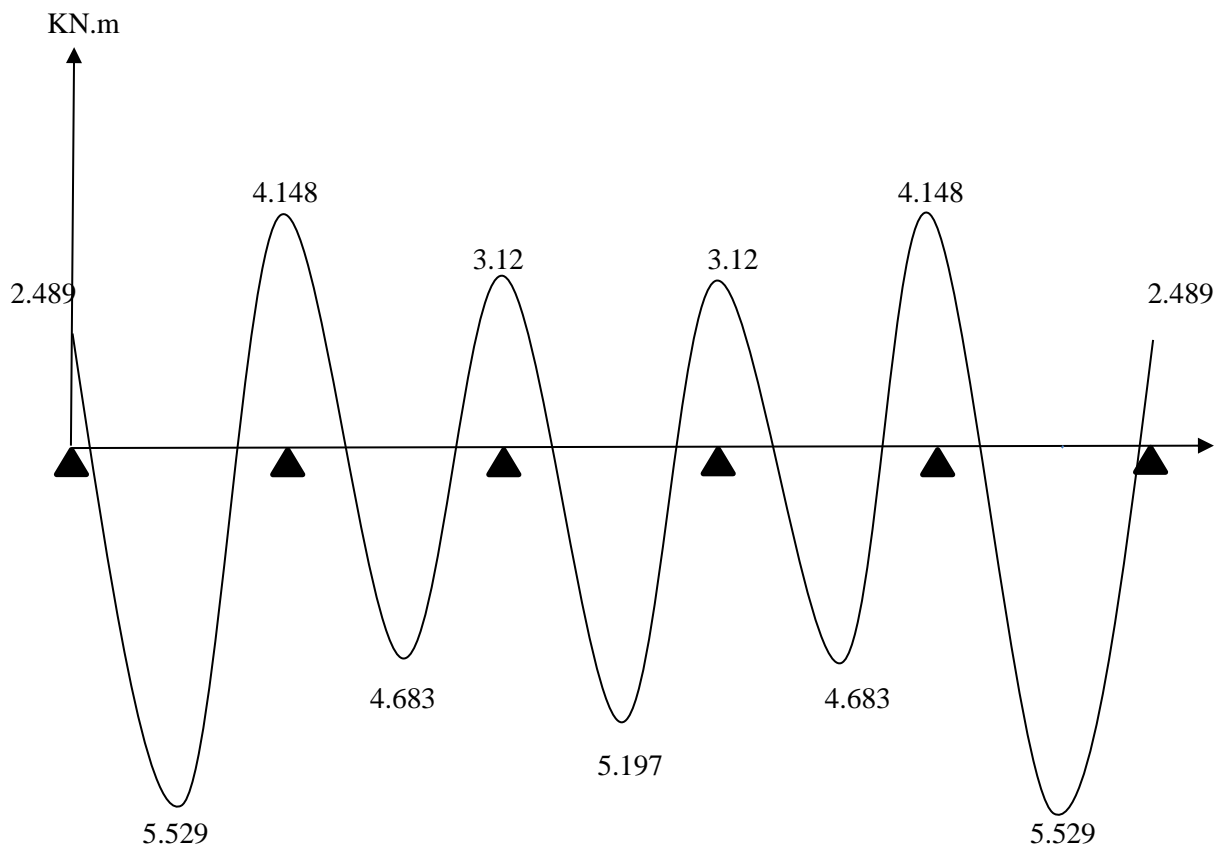


Figure III.15. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(Mi+1)-Mi}{Li}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{quli}{2} \\ V_e = \frac{quli}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

• **A l'ELU :**

Travée de rive (AB ; EF) :

$$T_A = T_E = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-4.148-2.489}{3.3} = 8.045 \text{ KN.m}$$

$$T_B = T_F = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-4.148-2.489}{3.3} = -12.067 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (BC ; DE) :

$$T_B = T_D = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.12-4.148}{3.2} = 7.549 \text{ KN.m}$$

$$T_C = T_E = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.12-4.148}{3.2} = -12.023 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (CD) :

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.12-3.12}{3.2} = 7.802 \text{ KN.m}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.12-3.12}{3.2} = -11.702 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_w (KN.m)	2.489	4.148	3.12	3.12	4.148
M_e (KN.m)	4.148	3.12	3.12	4.148	2.489
T_w (KN)	8.045	7.549	7.802	7.549	8.045
T_e (KN)	-12.067	-12.023	-11.702	-12.023	12.067

Tableau III.8 : résultats à l'ELU

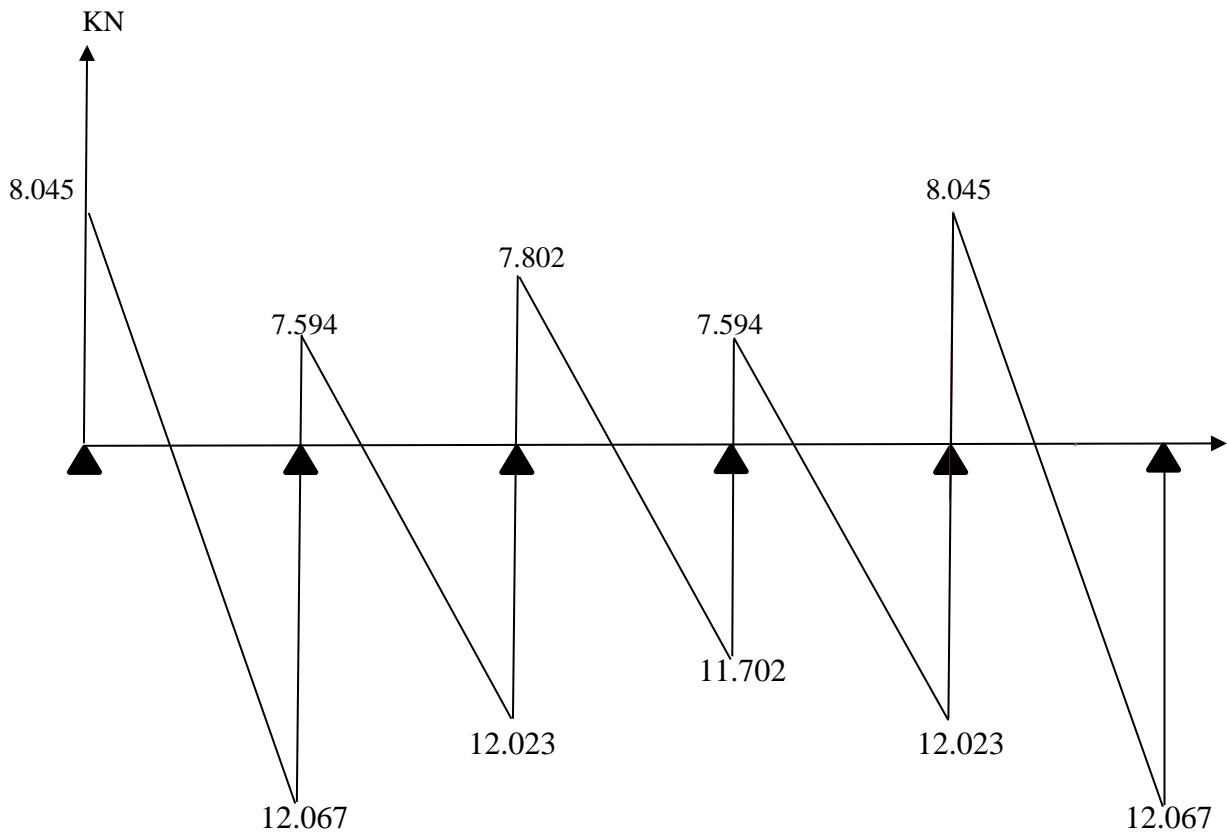
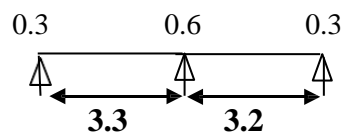


Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2^{eme} cas :

La poutrelle à étudier comportant deux travées



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.3^2}{8} = 8.297 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(8.297) = 2,489 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5(8.297) = 4,978 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3(7.8) = 2.34 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (8.711 ; 8.847) - 3.733$$

$$M_t^{AB} \geq 5.114 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.252 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = 5.252 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC :

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \max (8.19; 8.317) - 3.659$$

$$M_t^{BC} \geq 4.658 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 4.937 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = 4.937 \text{ KN.m}$

• Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

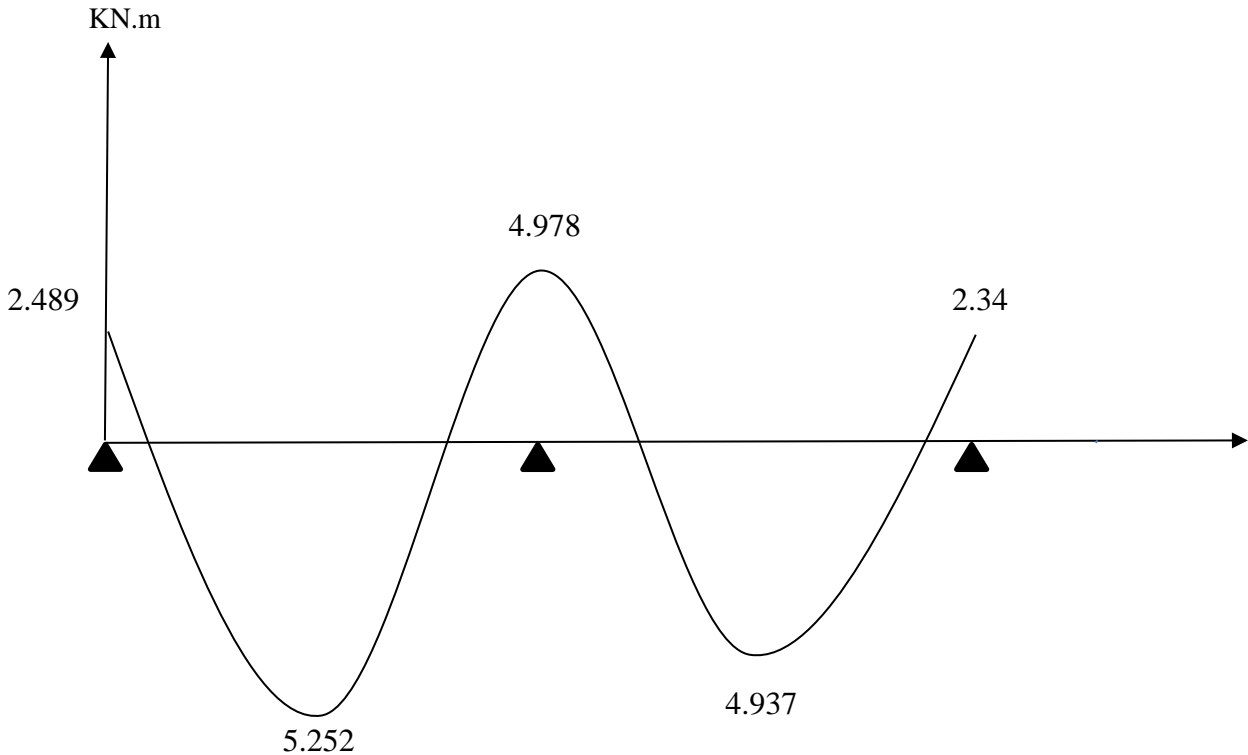


Figure III.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive (AB) :

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-4.978 - 2.489}{3.3} = 7.798 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-4.978 - 2.489}{3.3} = -12.319 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (BC) :

$$T_B = qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-2.34 - 4.978}{3.2} = 7.465 \text{ KN.m}$$

$$T_C = -qu \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-2.34 - 4.978}{3.2} = -12.038 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B	B-C
M_w (KN.m)	2.489	4.978
M_e (KN.m)	4.978	2.34
T_w (KN)	7.798	7.465
T_e (KN)	-12.319	-12.038

Tableau III.2 : résultats à l'ELU

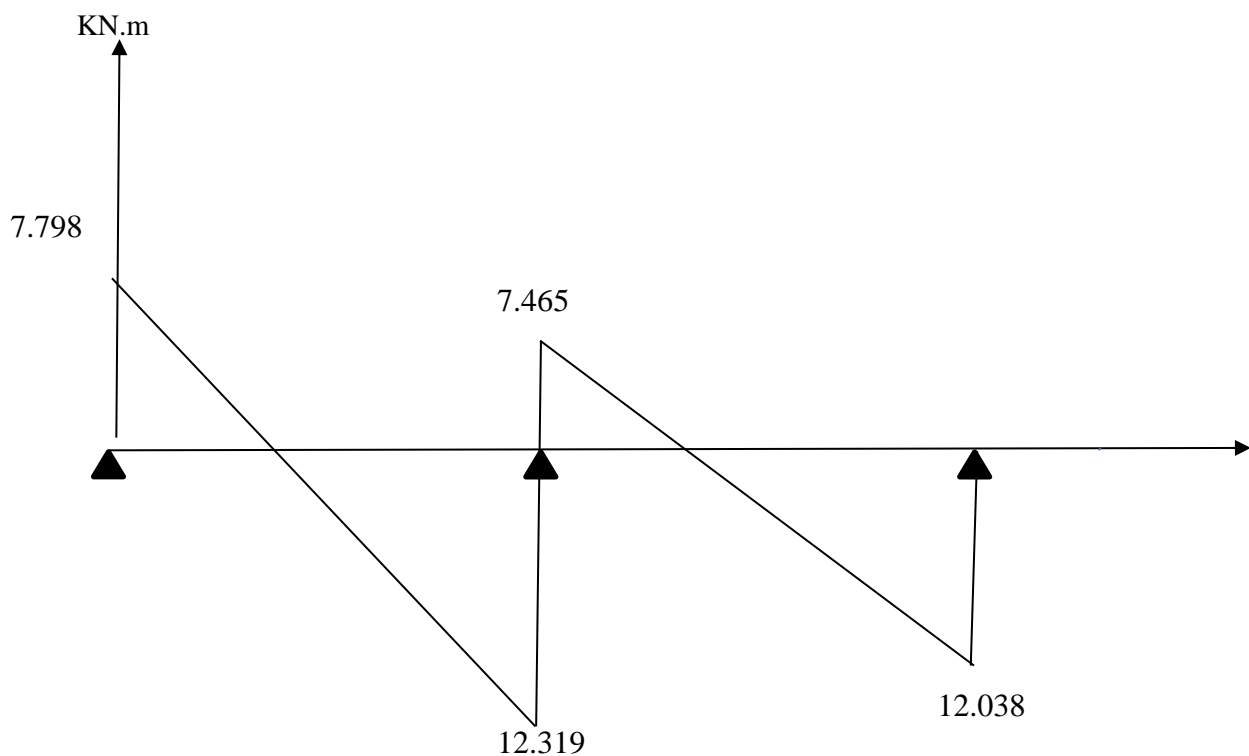


Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3^{eme} cas :

La poutrelle à étudier comportant d'une travée



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.3^2}{8} = 8.297 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(8.297) = 2,489 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,3M_{01} = 0,3(8.297) = 2,489 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées :

Étude de la travée AB :

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1 + 0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max (8.711 ; 8.847) - 2.489$$

$$M_t^{AB} \geq 6.358 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.252 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = 6.358 \text{ KN.m}$

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU) :

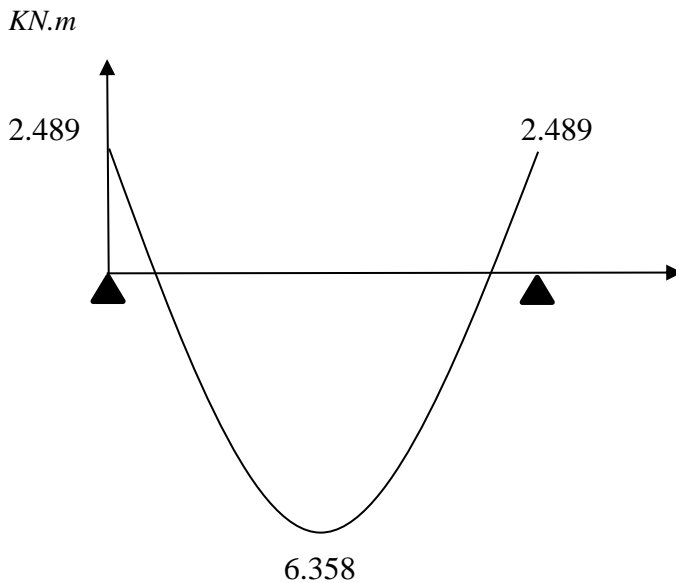


Figure III .19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(Mi+1)-Mi}{Li}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} Vw = \frac{quli}{2} \\ Ve = \frac{quli}{2} \end{cases}$$

Avec : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive (AB) :

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-2.489-2.489}{3.3} = 8.548 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -6.095 \frac{3.3}{2} + \frac{-2.489-2.489}{3.3} = -11.565 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B
M_w (KN.m)	2.489
M_e (KN.m)	2.489
T_w (KN)	8.548
T_e (KN)	-12.067

Tableau III.3 : résultats à l'ELU

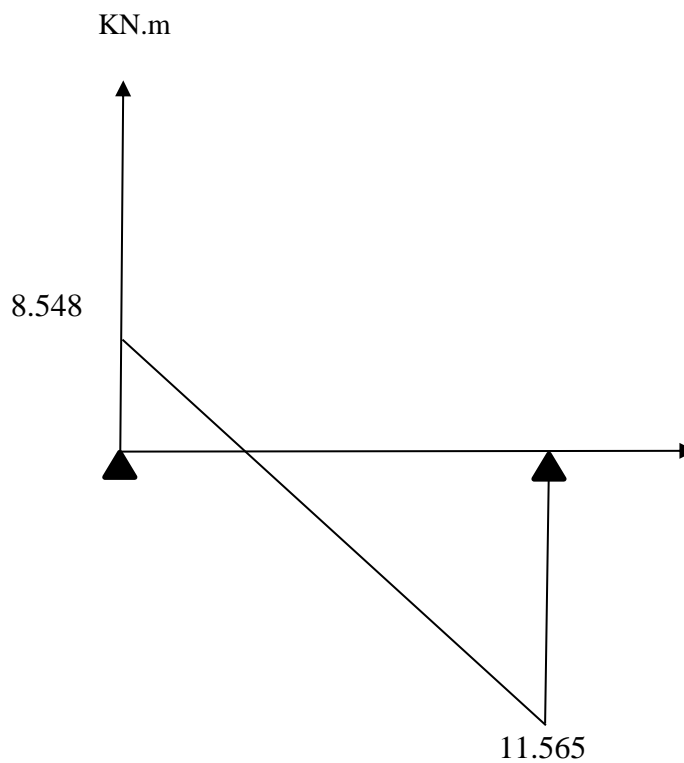


Figure III.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

6. Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

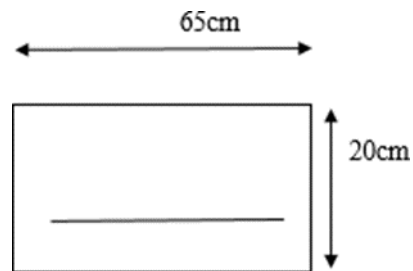
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{AB} = 6.358 \text{ KN.m} \quad M_b = 4.978 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=18\text{cm}$



❖ **En travée :**

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.358 \text{ KN.m} \llll M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

La section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.358 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.021 \rightarrow \beta = 0.9895$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.71 \times 10^3}{0.9895 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1.15}} = 1.083 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8=1.51cm²**

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.978}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.090$$

$$\mu = 0.090 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{4.978 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.833 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA8 = 1.00 cm²**

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{h}{35} \mid \varnothing_l \mid \frac{b_0}{10} \right\rangle$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{20}{35} \mid 8 \mid \frac{12}{10} \right\rangle$$

$$\varnothing_t \leq \min \langle 0,571 \mid 10 \mid 1,2 \rangle$$

$$\varnothing_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2 \varnothing 8 avec **$A_s = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$**

Espacement des armatures transversales :

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{ 0,9d \mid 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm} \}$$

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

Conclusion :

En travée : **$3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$**

Aux appuis : **$2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales : **$2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$**

7. Vérification à l'ELU :

✚ Condition de non fragilité du béton et de la section minimales : (Art B4.2.1 BAEL91modifié99)

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.00 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23bdft28}{fe}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification aux cisaillements (Art5.1.211 BAEL91modifié99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b0d} \quad \text{avec} \quad T_{max} = 12.319 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{fc28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b0d} = \frac{12.319 \times 1000}{120 \times 180} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

✚ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91modifiée99)**

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA

• **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.319 \times 10}{0.9 \times 18 \times 50.24} = 1.513 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.513 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.319 \times 10}{0.9 \times 18 \times 75.36} = 1.009 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.009 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A5.1.313 ; BAEL91 modifiée99)**

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 12.319 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \quad \text{avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 12.319 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312 BAEL91 modifié99)**

- **Appuis de rive :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12.319 - \frac{2.489 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.0009$$

$$A = -0.0009 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12.319 - \frac{4.978 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.053$$

$$A = -0.053 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✚ **Ancrage des armatures : (longueur de scellement) (Art6.1.22BAEL91 modifié99)**

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_t 28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$L_s=40 \phi= 40 \times 1=40$ on prend : **$L_s=40\text{cm}$**

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$L_c= 0,4 \times 40=16\text{cm}$; Nous adoptons des crochets à 45° avec une longueur **$L_c=16\text{cm}$** .

8. Vérification à l’ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l’ELS.

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=6,095\text{KN/ml}$

ELS : $q_s=G+Q=4,407\text{KN/ml}$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{AB} = 4.597 \text{ KN.m} \quad M_b = 3.6 \text{ KN.m} \quad T_{max} = 8.907 \text{ KN}$$

✚ État limite d’ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l’état de l’ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

✚ État limite de compression du béton :

En travée :

$$M_t^{\max} = 4.597 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699 \quad \beta_1 = 0.878 \quad \alpha_1 = 0.366$$

$$K_1 = 0.038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.597 \times 10^{-3}}{0.878 \times 0.18 \times 1.51 \times 10^{-4}} = 192.632 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 192.632 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.038 \times 192.632 = 7.319 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.319 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_b^{\max} = 3,6 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_2 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.468 \quad \beta_2 = 0.896 \quad \alpha_2 = 0.312$$

$$K_1 = 0.031$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.6 \times 10^{-3}}{0.896 \times 0.18 \times 1 \times 10^{-4}} = 223.214 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 223.214 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.031 \times 223.214 = 6.919 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

✚ État limite de déformation : (Art AB 68.4.24 BAEL91 modifié99)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b₀: largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

M₀ : Moment isostatique maximum

M_t : Moment max en travée

$$\frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{4.795}{15 \times 6} = 0.053 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

- ❖ **Les armatures longitudinales :**
En travée : **3HA8=1.51 cm²**
Aux appuis : **2HA8=1.00 cm²**
- ❖ **Les armatures transversales : 2HA8=1,00cm²**

III. Calcul des escaliers :

1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Escalier étage courant a deux volées
- Escalier du RDC à trois volées

Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont :

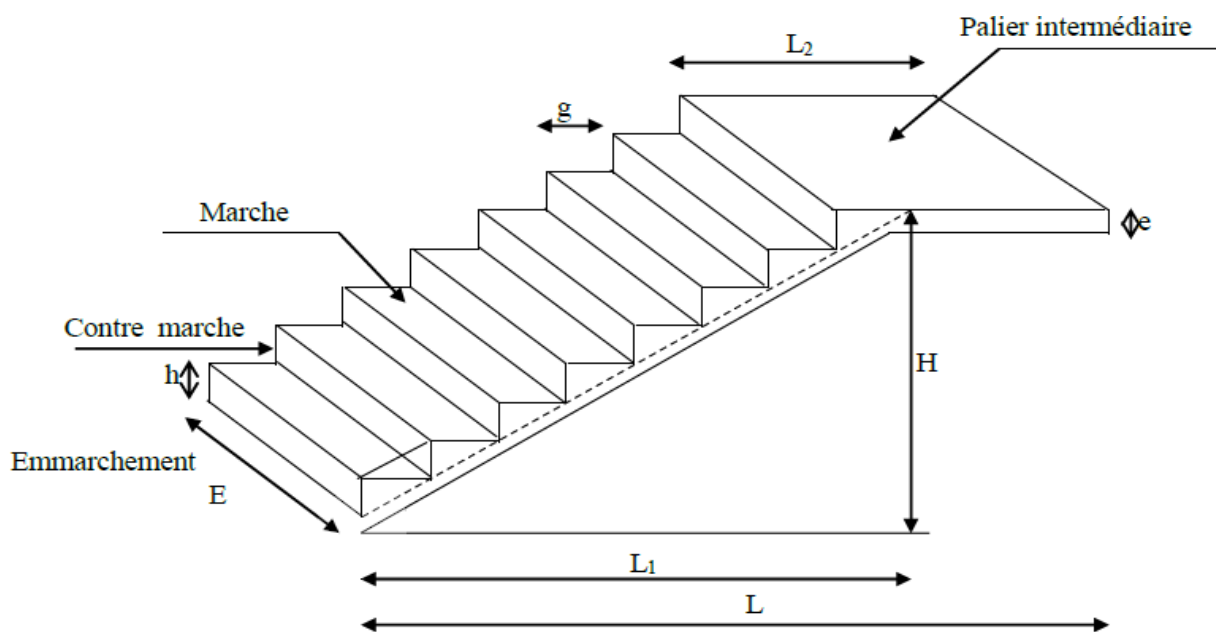


Figure III-1 : schéma de l'escalier.

- h** : La hauteur de la contre marche
- g** : La largeur de la marche
- n** : nombre de contre marches
- H** : hauteur de la volée
- m = n-1** : nombre de marches
- L** : longueur de volée

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : c'est la partie horizontale sur la quel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur g (giron) ; telle que $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$
Sachant que : $n = H/h$
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche
Avec : $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche (w) de l'escalier maison

individuelle : $w \geq 80$ cm
 Bâtiment collectif : $w \geq 120$ cm

- **Palier intermédiaire (ou de repos L_p)** : C'est la partie horizontale d'un escalier séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03 marches au moins) ; $L_p \geq 3g$
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton arme incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée** : C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.
 (Pour le confort des personnes la volée doit comportera au maximum 18 à 19 marches).

Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier. L'escalier menant du RDC au première étage comporte trois volets dont deux sont identiques et l'autre étage comporte deux volets identiques et un palier repos intermédiaire.

Comme nous avons deux hauteurs différentes (**4.08 m pour le RDC ; 3.06 m pour l'étage courant**) ; on aura à calculer deux types de volées comme la méthode de calcul sera la même pour les deux cas ; on va se limiter au calcul du cas le plus défavorable, puis on généralise pour la volée restante.

2. Prédimensionnement des escaliers :

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Avec une hauteur d'étage de $3.06m$, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4cm \leq h \leq 17cm \text{ et } 28cm \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17cm$

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ *contre marche*

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ *marches*.

✚ Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

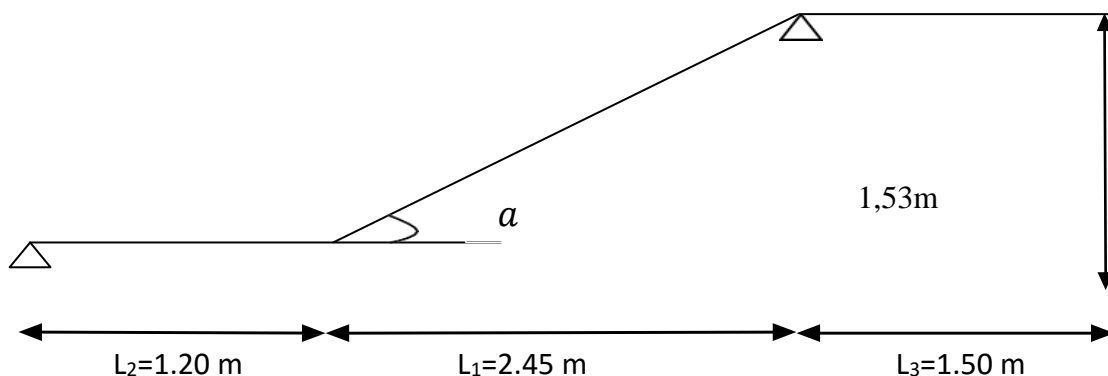


Figure III.2 : Schéma statique d'escalier

b) L'épaisseur de la paillasse et du palier :

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

- **Paillasse :**

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

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

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier $L_0 = L_1 + L_2$

Angle d'inclinaison : $\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{245} = 0.6244 \rightarrow \alpha = 31.98^\circ$

D'où $\cos \alpha = 0.8482$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{245}{0.8482} = 288.846 \text{ cm}$$

$$L_0 = 288.846 + 120 = 408.846 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{408.846}{30} \leq e_p \leq \frac{408.846}{20} \quad \longrightarrow \quad 13.6282 \leq e_p \leq 20.4423$$

$$e_p = 18 \text{ cm}$$

c) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanente :

Le palier :

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids du palier	0,18	25	4,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G palier			6.24

Tableau III.1 : charges permanentes palier

Volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids des marches	0,17/2	25	2.125
Poids de la paille	$\frac{0,18}{\cos 32,51}$	25	5.35
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée G volée			9,415

Tableau III.2 : Charge permanentes volée

✓ **La charge concentrée :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité dupalier due à la charge du mur (P).
 $P = 1.33 \times 2.44 \times 1\text{m} = 3.24 \text{ KN}$

✓ **La surcharge d'exploitation :**

Selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ **Combinaison des charges :**• **Palier :**

$$\text{ELU : } q_{up} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.174 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sp} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6.24 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 8.74 \text{ KN/ml}$$

• **Volée :**

$$\text{ELU : } q_{uv} = (1.35 \times 9.415 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 16.460 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9.415 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.915 \text{ KN/ml}$$

• **Mur :**

$$\text{ELU : } q_{um} = 1.35 \times 3.24 = 4.374 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = 3.24 \text{ KN}$$

d) Calcul à l'ELU :
 Le schéma statique :

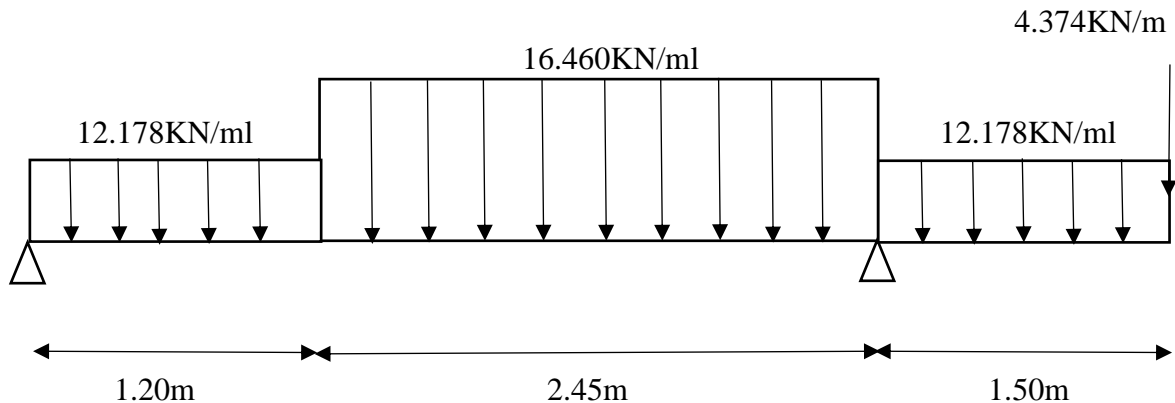


Figure III.3 : schéma statique d'escalier à l'ELU

- Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (12.178 \times 1.20) + (16.46 \times 2.45) + (12.178 \times 1.50) + 4.374 = 77.581 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 77.581 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(12.178 \times 1.20 \times 0.60) + (16.46 \times 2.45 \times 2.425) - (R_B \times 3.65) + (12.178 \times 1.50 \times 4.4) + (4.374 \times 5.15) = 0$$

$$R_B = 57.386 \text{ KN}$$

$$R_A = 77.581 - R_B = 20.195 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -12.178 x + 20.195$$

Pour : $x=0\text{m}$; $T(0) = 20.195 \text{ KN}$

$x=1.2\text{m}$; $T(1.2) = 5.581 \text{ KN}$

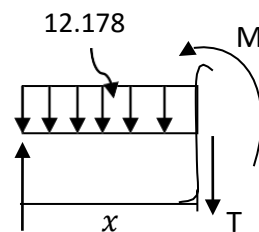
R_A

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 20.195 x - 12.178 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x=0\text{m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x=1,2\text{m}$; $M(1,2) = 15.465 \text{ KN.m}$



• **2^{ème} tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.65$ m**

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1,2 - q_{uv} (x - 1,2)$$

$$T(x) = 20.195 - 12.178x + 12 - 16.46(x - 1,2)$$

Pour : $x = 0$ m ; $T(1,2) = 5.581$ KN

$x = 3.65$; $T(3,65) = 34.745$ KN

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M(x) = 20.195x - 12.178 \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 16.460 \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

Pour : $x = 1.2$ m ; $M(1,2) = 15.465$ KN.m

$x = 3.65$ m ; $M(3,65) = -20.260$ KN.m

• **3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$ m**

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = q_{up} \times x + 4.374$$

$$T(x) = 12.178 x + 4.374$$

Pour : $x = 0$ m ; $T(0) = 4.374$ KN

$x = 1.5$ m ; $T(1,5) = 22.641$ KN

$$\sum M = 0 \implies M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2} - q_{um} x$$

$$M(x) = -12.178 \times \frac{x^2}{2} - 4.374 x$$

Pour : $x = 0$ m ; $M(0) = 0$ KN.m

$x = 1.5$ m ; $M(1,5) = -20.261$ KN.m

- **Calcul de Mmax :**

Calcul de la distance x_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,2 - q_{uv} (x_m - 1,2)$$

$$T(x) = 20.195 - 12.178 \times 1,2 - 16.46(x_m - 1,2)$$

$$T(x) = 26.384 - 16.629x_m$$

$$\implies x_m = \frac{25.333}{16.460} = 1.539 \text{ m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1.539 \text{ m} \in [1.20 ; 3,65 \text{ m}]$

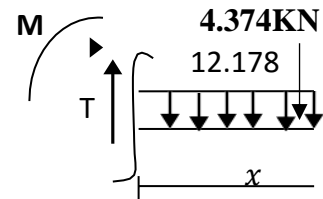
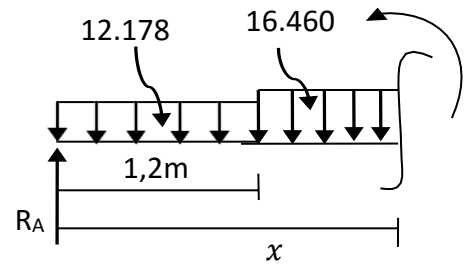
$$M(x_m) = 20.195x_m - 12.178 \times 1,2 \times \left(x_m - \frac{1,2}{2}\right) - 16.460 \frac{(x_m - 1,2)^2}{2}$$

$$M(x_m) = 16.412 \text{ KN.m}$$

$$M_{zmax} = M(1.539) = 16.412 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{zmax} = -4.923$ KN.m
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{zmax} = 13.950$ KN.



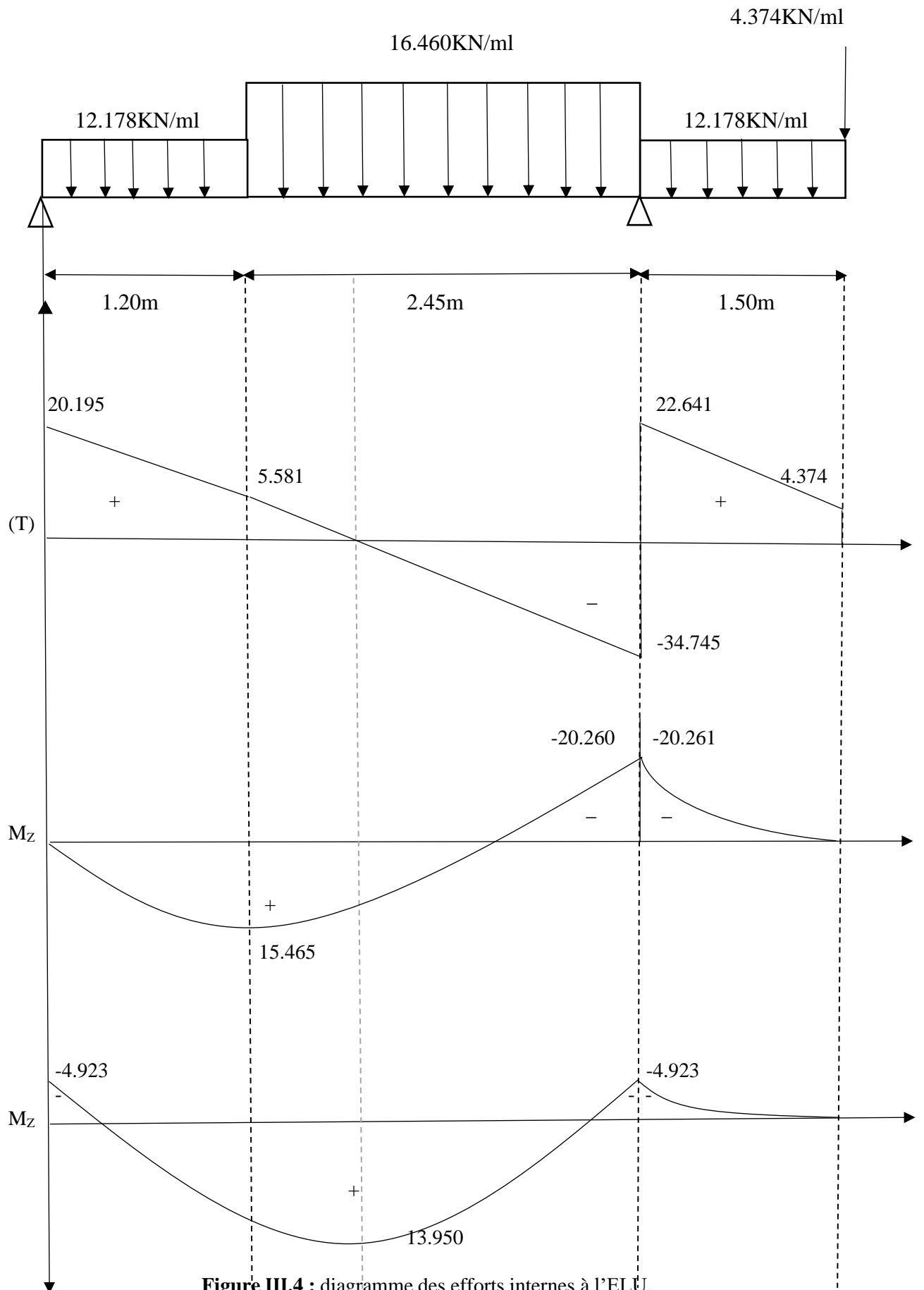


Figure III.4 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

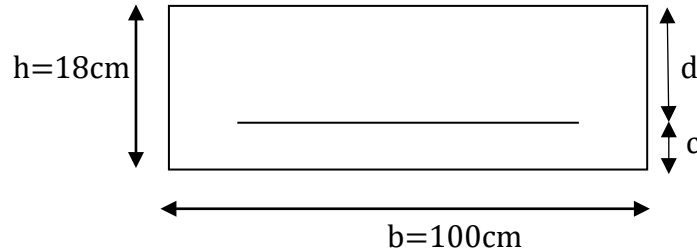
e) Calcul des armatures :

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

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 16 \text{ cm.}$$

$$h = d + c = 18 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 18 - 2 = 16 \text{ cm.}$$



➤ Aux appuis : $M_a = -4.923 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.923 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0135$$

$$\mu = 0.0135 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.9825$$

• **Armatures principales :**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.923 \times 10^3}{0.9825 \times 16 \times 348} = 0.899 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

➤ En travée : $M_t = 13.950 \text{ KN.m}$

$$M_t = 13.950 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.950 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

• **Armatures principales :**

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.950 \times 10^3}{0.981 \times 16 \times 348} = 2.553 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25\text{cm}$

3. Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (BAEL91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_c 28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée :**

Armatures principales : $A_{pt} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

B. Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91/ 99) :

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_{t\max} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 18 ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $St = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $St = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 18 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

Aux appuis : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

C. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL91 ArtA .5.1.2) :

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

$$V_u^{\max} = -34.745 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{34.745 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.193 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_c 28 ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325 ; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } V_u^{\max} = -34.745 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 175.84 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{34.745 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 175.84} = 1.372 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.372 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

E. Vérification de l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm}$$

F. $L_s = 42.32 \text{ cm}$

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

$$L_c = 0,4L_s = 18 \text{ cm}, \text{ donc on prend : } L_c = 20 \text{ cm}$$

G. L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321) :

➤ **L'influence sur le béton :**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 34.745 \text{ KN} \leq 0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 0.16 \times \frac{25}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 34.745 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.5}{400} \left(34.745 + \frac{4.923}{0.9 \times 160} \right) = 0.130 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.130 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

H. Calcul à l'ELS :

Le schéma statique :

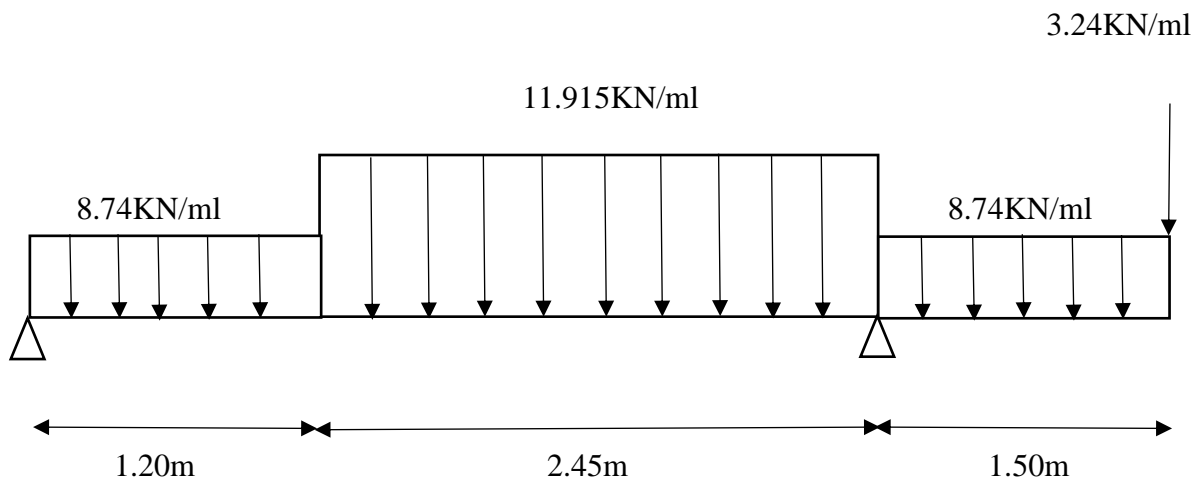


Figure III.5: schéma statique d'escalier à l'ELS

- Réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (8.74 \times 1.20) + (11.915 \times 2.45) + (8.74 \times 1.50) + 3.24 = 56.029 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 56.029 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(8.74 \times 1.20 \times 0.60) + (11.915 \times 2.45 \times 2.425) - (R_B \times 3.65) + (8.74 \times 1.50 \times 4.4) + (3.24 \times 5.15) = 0$$

$$R_B = 41.493 \text{ KN}$$

$$R_A = 56.029 - R_B = 14.536 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

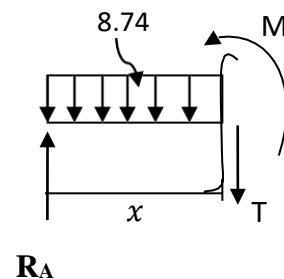
• 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -8.74 x + 14.536$$

Pour : $x=0\text{m}$; $T(0) = 14.536 \text{ KN}$

$x=1.2\text{m}$; $T(1.2) = 4.048 \text{ KN}$



$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 14.536 x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour : $x=0\text{m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x=1,2\text{m}$; $M(1,2) = 11.150 \text{ KN.m}$

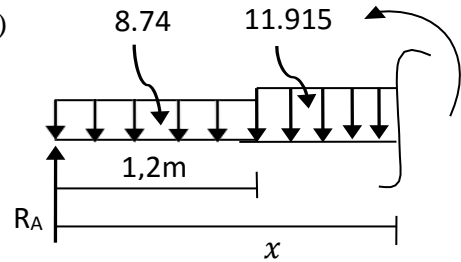
• **2^{ème} tronçon : $1.2 \leq x \leq 3.65$ m**

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1,2 - q_{uv} (x - 1,2)$$

$$T(x) = 14.536 - 8.74x + 1,2 - 11.915(x - 1,2)$$

Pour : $x = 0$ m ; $T(1,2) = 4.048$ KN

$x = 3.65$; $T(3,65) = -$
25.143 KN



$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M(x) = 14.536x - 8.74 \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 11.915 \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

Pour : $x = 1.2$ m ; $M(1,2) = 11.150$ KN.m

$x = 3.65$ m ; $M(3,65) = -14.691$ KN.m

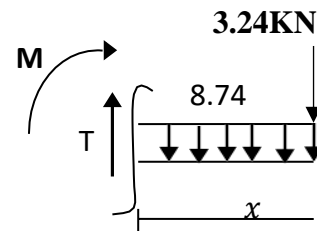
• **3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$ m**

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = q_{up} \times x + 3.24$$

$$T(x) = 8.74x + 3.24$$

Pour : $x = 0$ m ; $T(0) = 3.24$ KN

$x = 1.5$ m ; $T(1,5) = 16.350$ KN



$$\sum M = 0 \implies M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2} - q_{um} x$$

$$M(x) = -8.74 \times \frac{x^2}{2} - 3.24 x$$

Pour : $x = 0$ m ; $M(0) = 0$ KN.m

$x = 1.3$ m ; $M(1,3) = -14.692$ KN.m

- **Calcul de Mmax :**

Calcul de la distance x_m ou le moment est maximum :

$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,2 - q_{uv} (x_m - 1,2)$$

$$T(x) = 14.536 - 8.74 \times 1,2 - 11.915(x_m - 1,2)$$

$$T(x) = 18.346 - 11.915x_m$$

$$\implies x_m = \frac{18.346}{11.915} = 1.539 \text{ m}$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1.539$ m $\in [1.20 ; 3,6m]$

$$M(x_m) = 14.536x - 8.74 \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 11.915 \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M(x_m) = 11.838$$
 KN.m

$M_{zmax} = M(1.586) = 11.838$ KN.m

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants :

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{Z_{\max}} = \mathbf{-3.551 \text{ KN.m}}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{Z_{\max}} = \mathbf{10.062 \text{ KN.m}}$

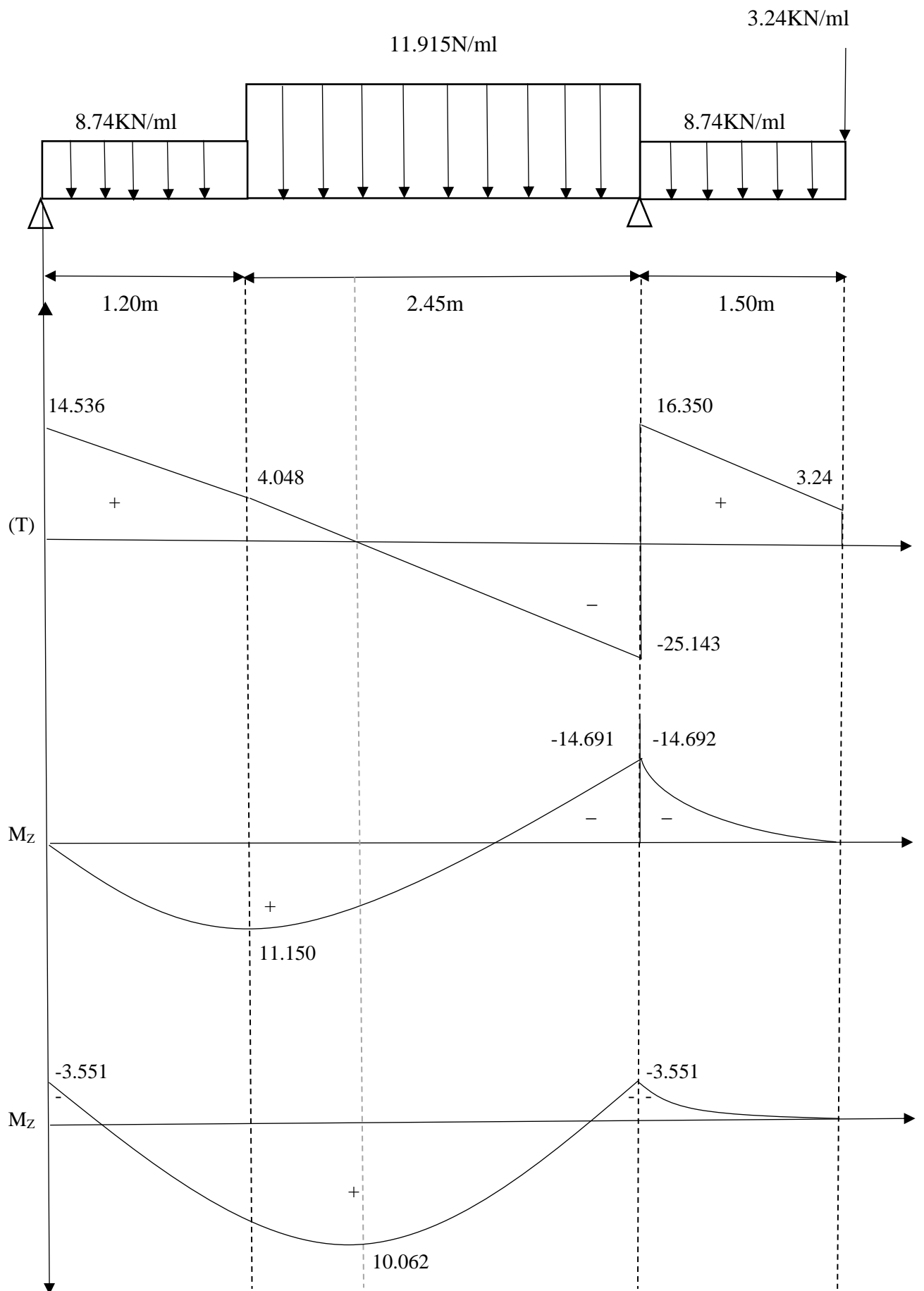


Figure III-6 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

4. Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :****✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ;
Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ **En travée (Mt = 10.062 KN.m) :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 16} = 0.283$$

$$\rho_1 = 0.283 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.916 \quad \rightarrow \quad K_1 = 44.52$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.062 \times 10^{-3}}{0.916 \times 0.16 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 161.539 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{161.539}{44.52} = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis (Ma = -3.551 KN.m):**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 16} = 0.125$$

$$\rho_1 = 0.125 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.9415 \quad \rightarrow \quad K_1 = 70.08$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.551 \times 10^{-3}}{0.9415 \times 0.16 \times 2.01 \times 10^{-4}} = 117.277 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{117.277}{70.08} = 1.673 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.673 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{18}{515} = 0.0349 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{18}{515} = 0.0349 < \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{10.872}{15 \times 11.838} = 0.0612 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que :
Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{515}{500} = 1.03 \text{ cm}$$

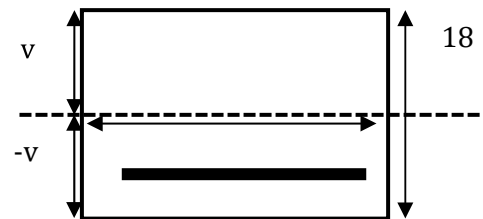


Figure III.7: Schéma statique de calcul

Avec $q_{max} = \max(q \text{ pailleuse ; } q \text{ palier}) = \max(8.74; 11.915) = 11.915 \text{ kN/ml}$

$Q_{max} = 11.915 \text{ KN/ml}$

E_v : module de déformation différée

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

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

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

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

Avec :

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

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 160 = 27048 \text{ cm}^2$$

$$S_{ix'x} = 27048 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4,52) = \mathbf{1867,8 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec: } V_1 = \frac{S_{ixix}}{b_0} = \frac{27048}{1867,8} = \mathbf{14.481 \text{ cm}^2}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 14.481 = \mathbf{3.519 \text{ cm}}$$

Donc:

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t = \frac{100}{3} (14.481^3 + 3.519^3) + 15 \times 4.52 \times (3.519 - 2)^2$$

$$I = \mathbf{102830.888 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{EVI} = \frac{5}{384} \times \frac{11.915 \times 515^4}{18018.87 \times 10^3 \times 102830.888}$$

$$f = \mathbf{0.588 \text{ cm}} < \mathbf{0.98 \text{ cm}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée :**

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

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

➤ **Aux appuis**

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

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

III. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encadrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calculs'effectue en flexion simple + torsion.

1. Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35\text{cm}$

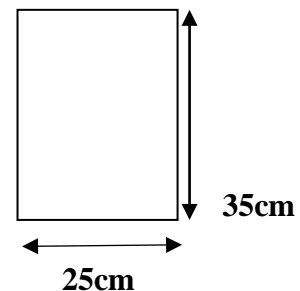
➤ **La largeur :**

La largeur des poutres a donné par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25\text{cm}$

Notre poutre palière a pour dimensions $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}$



a) Vérifications des conditions des RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003)

$$B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25\text{cm} > 20 \text{ cm}$$

$$H_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 35\text{cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$

condition vérifiée

✚ **Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN/ m}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2.40 \times (1.53 - 0.35) = 2.832 \text{ KN/ m}$
- Réaction du palier à L'ELU : $T_u = 33.48 \text{ KN}$
- Réaction du palier à L'ELS : $T_s = 24.233 \text{ KN}$

2. Calculs à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u$$

$$q_u = 1,35 \times (2.187 + 2.832) + 33.48 = 40.255 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 40.255 \text{ kN/ml}$$

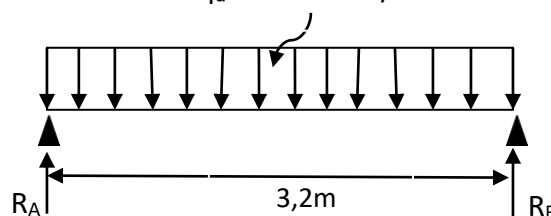


Figure III.8 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{40.233 \times 3.2^2}{8} = 51.498 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 51.498 = -15.449 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 51.498 = 43.773 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40.233 \times 3.2}{2} = 64.3728 \text{ KN}$$

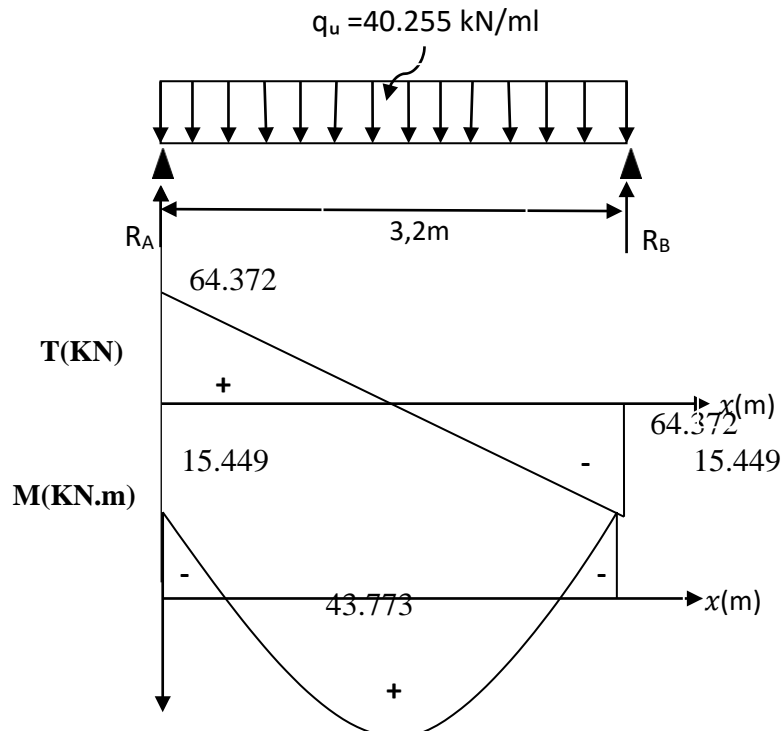


Figure III.9 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

3. Ferrailage :

➤ Aux appuis : $M_a = 15.449 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.449 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu_b = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0.039 \rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.449 \times 10^3}{0.9805 \times 33 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ En travée : $M_t = 43.773 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.773 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.113$$

$$\mu_b = 0.113 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0.113 \rightarrow \beta = 0.9395$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.773 \times 10^3}{0.9395 \times 33 \times 348} = 4.057 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14 = 4.62cm²

4. Calcul de la poutre palière à la torsion

Le moment de torsion M_{tor} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = 15.449 \times \frac{3.2}{2} = 24.718 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente

Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

U : périmètre de la section.

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = b/6 = 4.16 \text{ cm}$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] \Rightarrow \Omega = 0.0642 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] \Rightarrow U = 1.03 \text{ m}$$

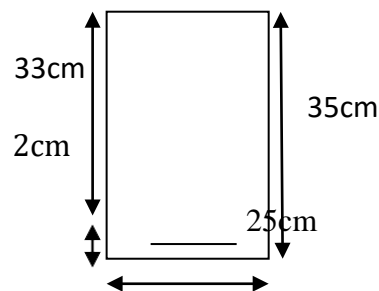
$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.718 \times 10^{-3} \times 103 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 0.0642 \times 400} = 5.70 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée:** $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow A^t = 4.62 + 2.85 = 7.47 \text{ cm}^2$

$$A^t = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui:** $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{tor}}{2} \Rightarrow A^a = 2.36 + 2.85 = 5.21 \text{ cm}^2$

$$A^a = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$



5. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_q = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } V_u^{\max} = 64.372 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 14 = 219.8 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{64.372 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 219.8} = 0.986 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.986 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres) \longrightarrow

c) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91 /Art A.5.1)

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

$$V_u^{\max} = 64.372 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{64.372 \times 1000}{250 \times 330} = 0.780 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.186 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325 ; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.780 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

d) Influence de l'effort tranchant :

✚ L'influence sur le béton (Art. A.5.1.3, 21 / BAEL91) :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 64.372 \text{ KN} \leq 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 33.480 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ L'influence sur l'acier (Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(64.372 + \frac{15.449}{0.9 \times 330} \right) = 0.185 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.185 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1.3) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{400 \times 1.4}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$L_s = 49.38 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0,4L_s = 18 \text{ cm, donc on prend : } L_c = 20 \text{ cm}$$

6. Calcul les armatures transversales :

✚ **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 / BAEL91) :**

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{h_t}{35} \mid \phi \mid \frac{b}{10} \right\rangle$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ : diamètre des armatures longitudinales

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=30\text{cm}$).

B : largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$).

$$\phi_t \leq \min \left\langle \frac{350}{35} \mid 14 \mid \frac{250}{10} \right\rangle$$

$$\phi_t \leq \min \langle 10 \mid 14 \mid 25 \rangle$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm} \approx 10 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA10**.

✚ **Espacement des armatures transversale (Art A.5, 22/BAEL91) :**

$$S_t \leq \min \{0.9x \text{ d}; 40 \text{ cm}\} = \min \{29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29.7 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t^{\max} = 25 \text{ cm.}$$

A. Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003) :

➤ Armatures transversales :

1) **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{8.75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}\} = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm.}$$

2) **Zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

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

$$A_l = A_t + A_a = 5HA14 + 5HA12 = 7.70 + 5.65 = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 13.35 \text{ cm}^2 > 0,5 \% \text{ de la section} = 4.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

🌈 **La section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 25}{400} = 0.625 \text{ cm}^2 < A = 2.36 \text{ cm}^2$$

7. **Calculs a l'ELS :**

$$q_s = 1 \times (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = 1 \times (2.187 + 2.832) + 24.233 = 29.252 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

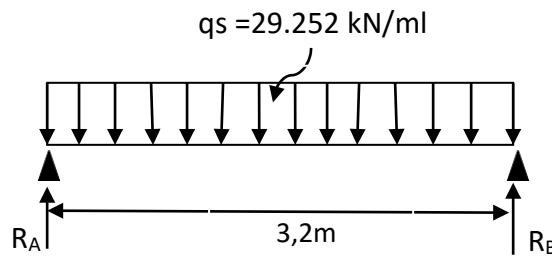


Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.252 \times 3.2^2}{8} = 37.442 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 37.442 = -11.232 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 37.442 = 31.825 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.252 \times 3.2}{2} = 46.803 \text{ KN}$$

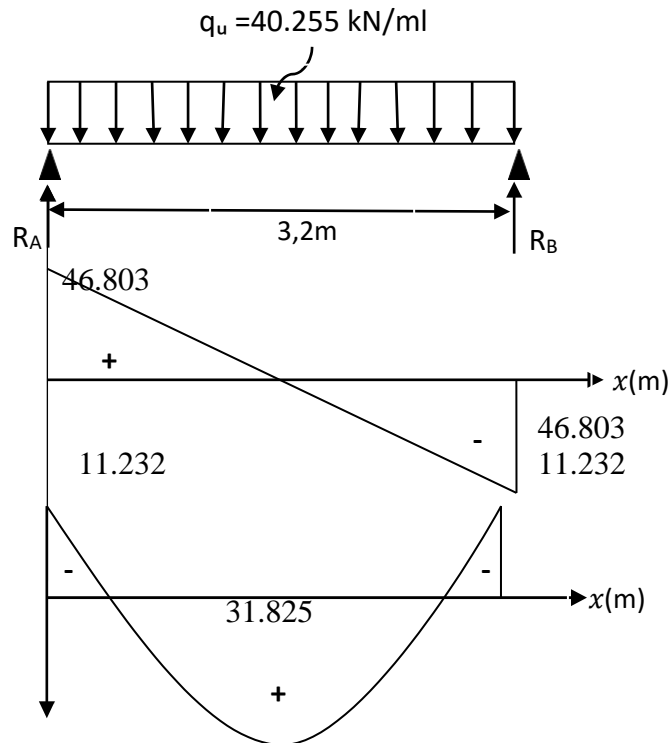


Figure III.11 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

8. Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; Alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ En travée (Mt = 31.825 KN.m) :

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56$$

$$\rho_1 = 0.56 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64$$

▪ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{31.825 \times 10^{-3}}{0.888 \times 0.33 \times 4.62 \times 10^{-4}} = 235.071 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235.071}{29.64} = 7.930 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.930 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis (Ma = -11.232 KN.m):

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 33} = 0.283$$

$$\rho_1 = 0.286 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44.52$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11.232 \times 10^{-3}}{0.916 \times 0.16 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 324.735 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{324.735}{44.52} = 7.294 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.294 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{30}{320} = 0.0937 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{30}{320} = 0.0937 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{11.232}{15 \times 37.442} = 0.0199 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{25 \times 33} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **Aux appuis :** $A_a = 5\text{HA}12$
- **En travée :** $A_t = 5\text{HA}14$

1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

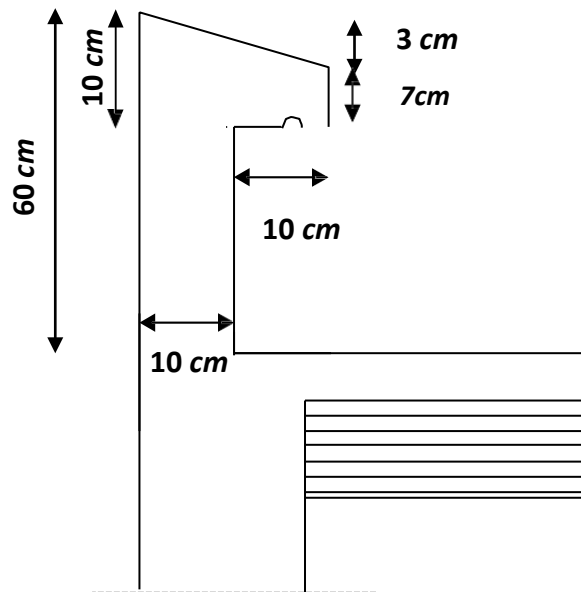


Figure III-1 Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère :

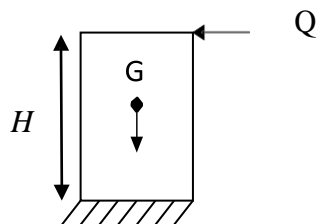


Figure III-2 : Schéma statique de l'acrotère.

2. Calcul des sollicitations :

a) Evaluation des charges

✚ Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton} \times 1m$$

Avec :

S_{acr} : Section transversal de l'acrotère.

ρ_{beton} : Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

✚ Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

b) Les sollicitations

Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1ml = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

c) Diagrammes des efforts internes

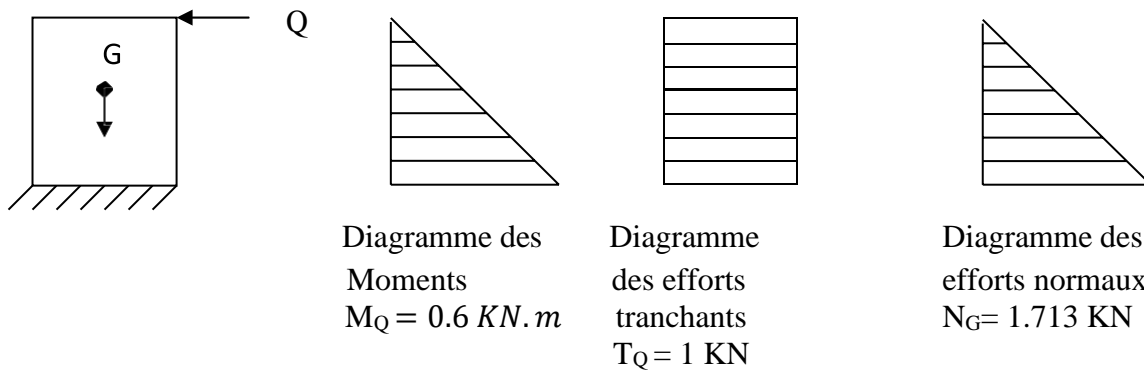


Figure III-3 Diagrammes des efforts internes.

d) Combinaison de charge

- **À l'ELU** : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.35M_G = 1.35 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- À l'ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$N_s = N_G = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$$

3. Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ». Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS

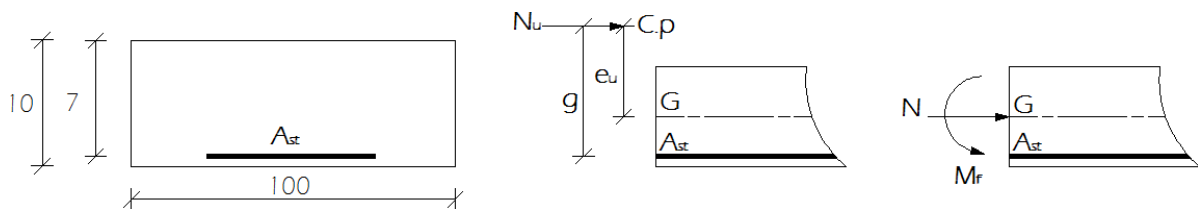


Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 2 cm

d = $h - c$: Hauteur utile : 7 cm

4. Calcul des armatures à l'ELU

- Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{ m} = 38.96 \text{ cm}$$

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

$$\longrightarrow e_u > a$$

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendu

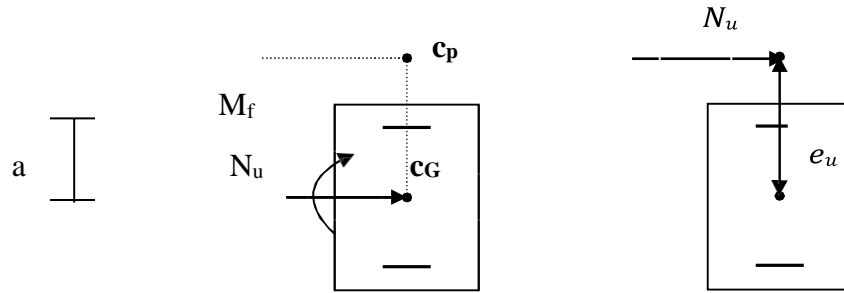


Figure III.5 : Position du centre de pression.

Remarque :

Le centre de pression (cp) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

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

- **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5 h - c) = 0.9 + 2.31(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.946 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^5}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0136$$

$$\mu_u = 0.0136 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \ll \text{Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \gg$$

$$\mu_u = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.993$$

- **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée**

- **La section des armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \quad (\text{pratiques du BAEL, P 199})$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02 \text{ cm}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ELU}} = 0.32 \text{ cm}^2$. 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 :

$A_{st} = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$. 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

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3 A_{\text{adoptée}} = 0.84 \text{ cm}^2$. Soit : $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

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 (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : aciers haute adhérence} \rightarrow \Psi_s = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

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

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s \equiv \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = 8 \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm}$$

Donc le scellement droit est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm.}$ de longueur

e) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} = \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

6. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{4} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \quad \text{Avec :} \quad \rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360$: $\beta_1 = 0.907$; $K_1 = 38.76$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$ → La condition est vérifiée.

✚ Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99/ version 2003. Art 6.2.3) [2]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas : zone IIa, groupe d'usage 2

$$A = 0.25$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : **C_p** = 0.8

W_p : Poids de l'acrotère **W_p** = 1.713 kN/ml

$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.713 = 1.37 > Q = 1 \text{ kN/ml}$ **Condition non vérifiée.**

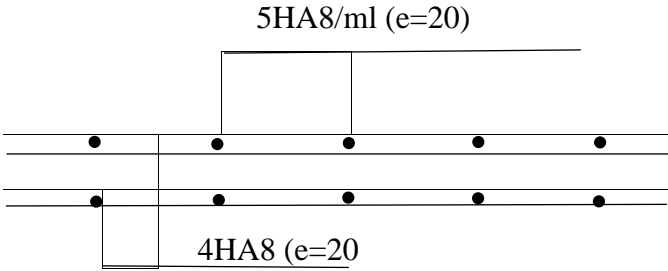
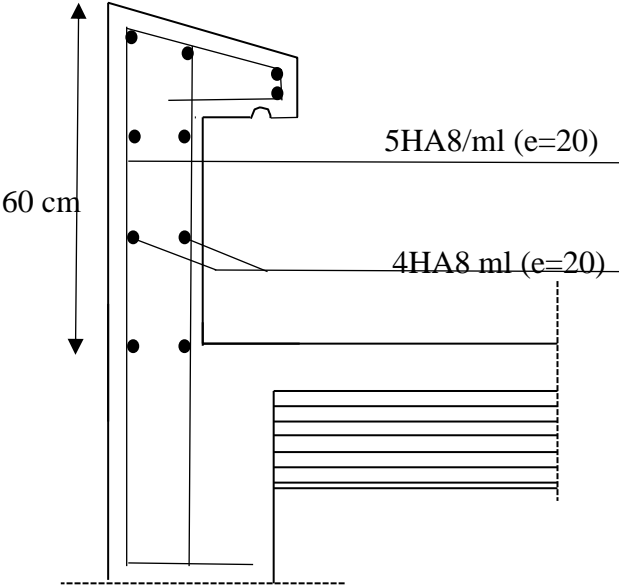
Conclusion :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

. **Armatures principales** : 5 HA 8/ml ($S_t = 20 \text{ cm}$).

. **Armatures de répartition** : 4 HA 8 ($S_t = 20 \text{ cm}$).

Plan de ferrailage de l'acrotère



Coupe A - A

III. Calcul des balcons :

Dans notre structure on trouve deux types de balcon (Corps creux et dalle pleine) Le calcul se fera juste pour celui de dalle pleine.

1. Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$

2. Détermination des charges :**a) Charges permanentes :****➤ Pour dalle pleine :**

$G_1 = 5.75 \text{ KN/m}^2$ (A été déterminé dans le **chapitre II**)

Poids propre du garde corp :

<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids volumique KN/m³</i>	<i>Poids KN/m²</i>
<i>MUR EN BRIQUES CREUSES</i>	<i>0.1</i>	<i>9</i>	<i>0.9</i>
<i>ENDUIT EN MORTIER DE CIMENT</i>	<i>0.02 × 2</i>	<i>18</i>	<i>0.72</i>
			<i>G₂ = 1.62</i>

Tableau III.1 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine

b) Charges d'exploitation :

➤ Pour dalle pleine : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ml}$

➤ Pour garde corp : $Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$

a) À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 16.7 \text{ KN/m}^2$$

b) À l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q \Rightarrow q_s = 11.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{160} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Dans notre cas : $\rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0428 \times 16.7 \times 1.5^2 \\ M_0^x = 1.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.841 \times 1.6 \\ M_0^y = 1.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.6 \Rightarrow M_t^x = 1.36 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1.35 \Rightarrow M_t^y = 1.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 1.6 = -0.5 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 1.35 = -0.4 \text{ KN.m} \end{cases}$

3. Ferraillage :

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bande de longueur $b=1 \text{ ml}$ et d'épaisseur $e=15\text{cm}$

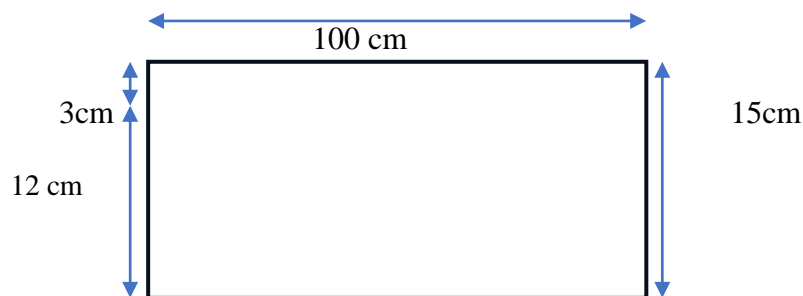


Figure III -1 : coupe de panneau de dalle

En travée :

Sens x-x : $M_t^x = 1.36 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.36 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $M_t^y = 1.15 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.006 \rightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.15 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En appuis :

Sens x-x : $M_a^x = 0.5 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.5 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y : $M_a^y = 0.4 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.4 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.002 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.002 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.4 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.1 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

4. Vérification à l'ELU :

c) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :

- ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.0008$ pour les HA400)
- A_{min} : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$

En travée :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

d) Ecartement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : Condition vérifiée dans les deux sens.

Tableau récapitulatif :

Zone	Sense	M_u (KN.m)	μ_b	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	Choix des	S_t (cm)
En appuis	x-x	0.5	0.002	0.999	1.12	2.01	4HA8	25
	y-y	0.4	0.002	0.999	0.1	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	1.36	0.006	0.997	0.32	2.01	4HA8	25
	y-y	1.15	0.006	0.997	0.27	2.01	4HA8	25

Tableau III.02: Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

e) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{16.7 \times 1.5}{2} \times \frac{1.6^4}{1.5^4 + 1.6^4} \Rightarrow V^{max} = 7.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{7.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \longrightarrow$ condition vérifiée

5. Vérification à l'ELS :

$$q_s = 11.87 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{160} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0428 \times 11.87 \times 1.5^2 \\ M_0^x = 1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.841 \times 1.14 \\ M_0^y = 1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 1.14 \Rightarrow M_t^x = 0.96 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 1 \Rightarrow M_t^y = 0.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 1.14 = -0.342 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 1 = -0.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Etat limite de compression du béton :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } \frac{b}{2} \times Y^2 + 15 \times A_x \times Y \times 15 \times A_x \times d = 0 \quad \Rightarrow \quad 50Y^2 + 30.15Y - 361.8 = 0$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 270.68 \quad \Rightarrow \quad Y = 2.4 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 3239.42 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot Y}{I} = \frac{0.96 \times 2.4}{3239.42} \times 10^3 = 0.71 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifiée pour les deux sens

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La Fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire

c) Etat Limite de déformation :

Selon x-x :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0} \right) \Rightarrow 0.1 \geq 0.0426 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Selon y-y :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0} \right) \Rightarrow 0.1 \geq 0.0423 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon les deux sens.

III- Calcul de la poutre de chaînage :

Introduction :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - ♣ Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - ♣ Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

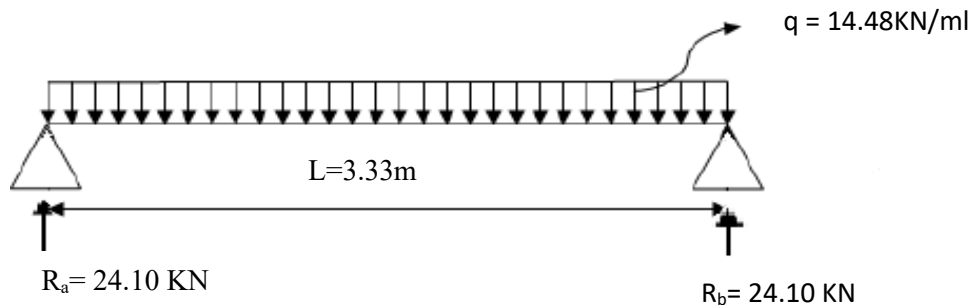


Figure III .1 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Avec : } L_{max} : 3.20 \text{ m longueur libre de la poutre}$$

$$\frac{333}{15} \leq h_t \leq \frac{333}{10} \Rightarrow 22.2 \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : **$h_t = 30\text{cm}$**

Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 20\text{cm}$**

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

- ✓ $b \geq 20$ cm
- ✓ $h \geq 30$ cm
- ✓ $h/b \leq 4$ cm

Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (20 \times 30)$ cm

2. Calcul des effort internes à l'ELU :

➤ **Charge et surcharge :**

Poids propre du plancher : $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.71$ KN/ml

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5$ KN/ml

Poids propre du mur : $2.44 \times (3.06 - 0.2) = 6.97$ KN/ml

$$G_T = 1.71 + 1.5 + 6.97 = \mathbf{10.18KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = \mathbf{0.49 KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (10.18) + 1.5(0.49)$$

$$q_u = 14.48$$
 KN/ml

a) **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14.48 \times 3.33}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{24.10 KN}$$

b) **Effort tranchant :**

$$T(x) = -qx + R_a = -14.48x + 24.10$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{24.10 KN} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = \mathbf{-24.10 KN} \end{array} \right.$$

c) **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{14.48 \times 3.33^2}{8} \Rightarrow M_0 = \mathbf{20.07 KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 17.1 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -6.02 \text{ KN.m}$$

✚ **Diagrammes des efforts interne à l'ELU :**

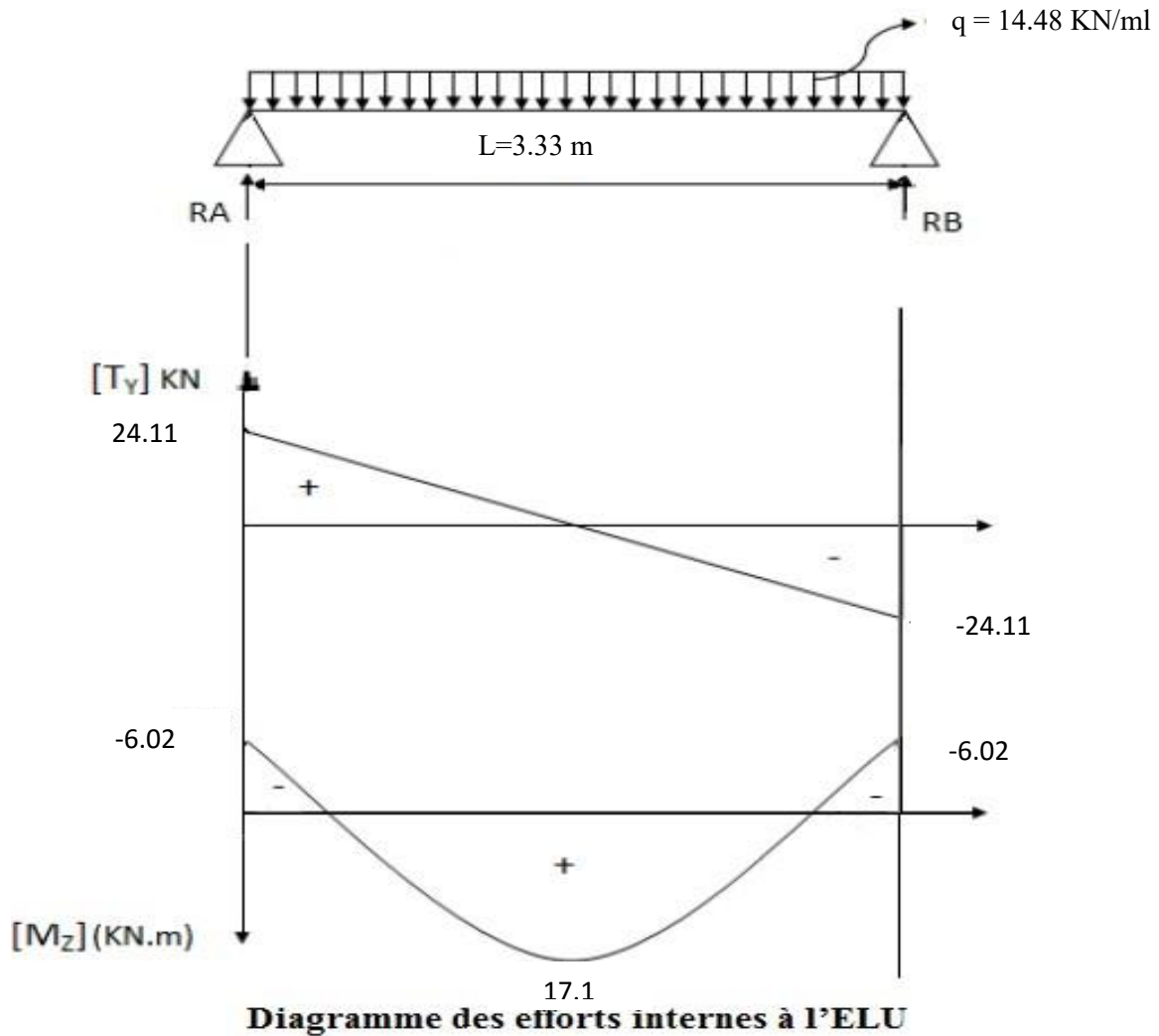


Figure III.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU

3. **Ferraillage de la poutre de chaînage :**

Calcul des armatures :

a. Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	6.02	17.1
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.02 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.20 < \mu_l = 0.392$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.1 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.028 < \mu_l = 0.392$
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.28	0.035
$\beta = 1 - 0.4\alpha$	0.888	0.986
Armatures principales A_t (cm)	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.1 \times 10^2}{0.888 \times 27 \times 34.8} = 0.25$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.96 \times 10^2}{0.987 \times 27 \times 34.8} = 0.64$
A_{adop}	3 HA 8 = 1.51 cm ²	3 HA 8 = 1.51 cm ²

Tableau III.01 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

b. Armatures transversales (Article.A.7.2,2 BAEL99) :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right) = \min(8.57; 20; 12)$$

$$\emptyset_t = 8.57 \text{ mm}$$

On adopte : 2 HA 8 = 1.01 cm²

c. Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99) :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(24.3; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) :

d. L'espacement est donné selon deux zones :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(7.5; 12) \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

4. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{24.11 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

c. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

On doit vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04 \text{ mm}$

n : nombre de barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{24.11 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.877 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.877 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres}$$

d. Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0.4 L_s = 16.928 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.27 \times 0.20}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 9,352 < V_u = 324 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

5. Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

➤ **Charge et surcharge :**

$$G_T = 10.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 10.67 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{10.67 \times 3.33}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 17.76 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -10.67 x + 17.76$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 17.76 \text{ KN} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = -17.76 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.67 \times 3.33^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.78 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 12.56 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -4.43 \text{ KN.m}$$

✚ **Diagrammes des efforts interne à l'ELS :**

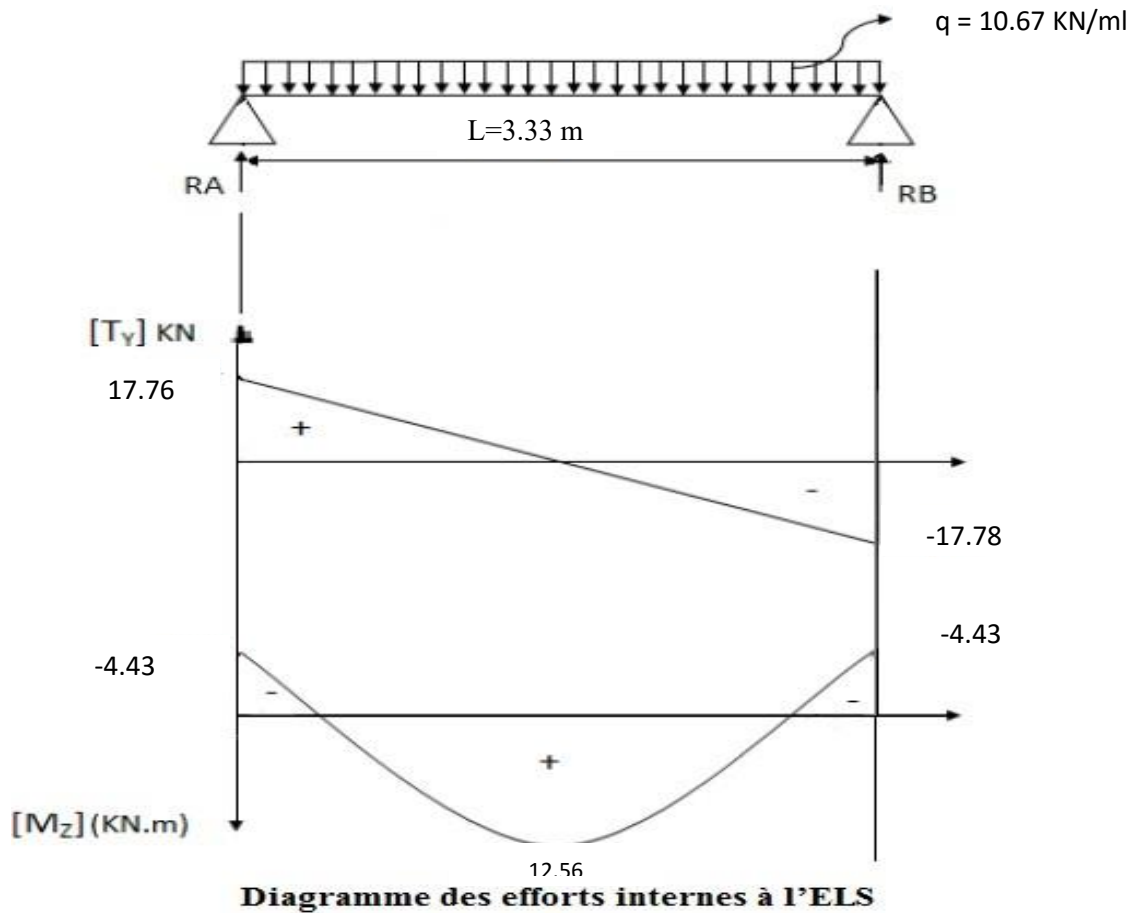


Figure III.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

6. **Vérifications à l'ELS :**

a. **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.63$$

D'où : $\beta_l = 0.883$; $\alpha_l = 0.351$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.036$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.43 \times 10^6}{339 \times 0.883 \times 370} = 39.99$$

$\sigma_s = 39.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifier

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0.63$$

D'où : $\beta_l = 0.883$; $\alpha_l = 0.351$; $K = \frac{\alpha_l}{15(1-\alpha_l)} = 0.036$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.56 \times 10^6}{339 \times 0.883 \times 370} = 113.40 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 113.40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifier

e. Etat limite d'ouverture des fissures (Art.B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

f. Vérification de la flèche (Art.B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{20} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{4.43}{10 \times 12.56} = 0.03 \quad \text{condition vérifier} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

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

✚ Récapitulatif :

La poutre de chaînage a pour dimension : (b×h) = (20×30) cm²

Armatures principales :

En travée : At = 3HA8 = 1.51 Cm²

Aux appuis : Aa = 3HA8 = 1.51 Cm²

III. étude de la salle machine :**Introduction :**

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contrepoids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu.

La surface de sa cabine est ($1.20 \times 1.20 = 1.44 \text{m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 9 tonnes ($p = 90 \text{ KN}$).

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à **1 KN/m²**.

- **Épaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $e_p = 15 \text{cm}$.

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

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

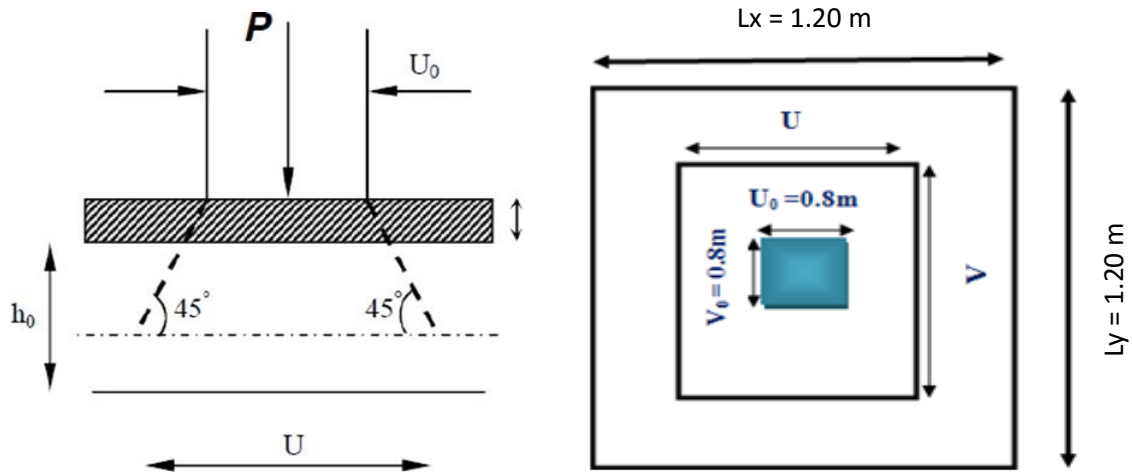


Figure III.1 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

1. Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

a) Les moments dus au système de M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

v : coefficient de poisson

M_1 et M_2 : coefficient déterminés à partir des rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{1.20} = 1 \text{ le panneau travaille dans les 2 sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.9$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.9$$

D'ou : $M_1 = 0.044$ $M_2 = 0.044$ (tableau de PIGEAUD)

L'ELU :

$$V = 0$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.044 = 5.346 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.044 = 5.346 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\text{On a : } \rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 1.20 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.426 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.426 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.40 \text{ KN.m}$$

3. Ferraillage :

Correction des moments : Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

Le calcul se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur

Sens x-x :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_x = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.9 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 1.62 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.62 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.389 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

Sens y-y :

Sens x-x :

En travée : $M_t = 0.85M_x = 4.59 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{4.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.9 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 1.62 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2.f_{bu}} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.62 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.389 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

Zone	Sense	Mu (KN.m)	μ_b	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)		St(cm)
En appuis	x-x	1.62	0.008	0.996	0.389	2.01	4HA8	25
	y-y	1.62	0.008	0.996	0.389	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	4.9	0.02	0.990	1.18	2.01	4HA8	25
	y-y	4.9	0.02	0.990	1.18	2.01	4HA8	25

Tableau III.01 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right)$$

Avec :

- ρ_0 :Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.0008$ pour les HA400)
- A_{min} : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$

En travée :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2}\right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2}\right) = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification des espacements des barres : (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 4-2)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : Condition vérifiée dans les deux sens.

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'ELU

μ_c : périmètre du contour $\Rightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$

h : épaisseur de la dalle

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml} < 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

d) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2)

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ Donc :

Au milieu de U on a :

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \Rightarrow V_u = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} \right\} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

e) Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\emptyset_{max} = 8 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

L'ELS :

$$v = 2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0.041 + 0.2 \times 0.041) = 4.428 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4.428 \text{ KN.m}$$

4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

On a : $\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 ; \mu_y = 1 ; l = 1.20 \text{ m}$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.31 \text{ KN.m}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.738 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.738 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

En travée : $M_t = 0.85M_x = 4.027 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 1.42 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

En travée : $M_t = 0.85M_x = 4.027 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 1.42 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{4.9}{4.027} = 1.21$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \alpha = 0.0252$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0252 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

• **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{1.62}{1.42} = 1.14$$

$$\mu_{bu} = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 > \alpha = 0.015 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Note : les deux conditions sont vérifiées pour le sens y-y

f) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

g) Etat Limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\triangleright \frac{h_t}{L_x} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0} \right) \Rightarrow 0.1 \geq 0.0426 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0016 < 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

h) Vérification de la résistance du béton à la compression :

En travée : $M_t = 4.027 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.027 \times 1000}{2.01 \times 0.933 \times 12} = 178.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 178.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178.94}{59.63} = 3 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\overline{\sigma}_{bc} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_t = 1.42 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.169 \rightarrow \beta_1 = 0.933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1.42 \times 1000}{2.01 \times 0.933 \times 12} = 63.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 63.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{63.1}{59.63} = 1.05 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\overline{\sigma}_{bc} 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant

Zone	Sense	$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$		St(cm)
En appuis	x-x	2.01	4HA8	25
	y-y	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	2.01	4HA8	25
	y-y	2.01	4HA8	25

Tableau III.2 : récapitulatif du ferrailage



Figure III .2 : schéma du ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV - Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions. La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

4.1. Description du logiciel ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet au même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processus graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes ; les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc

La modélisation de tous types de structures

- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

4.2. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



Figure IV.1 : icône d'ETABS.

- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

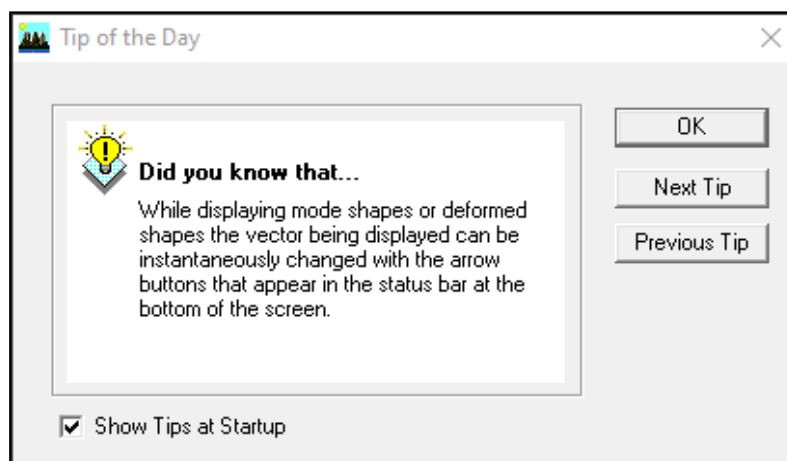


Figure IV.2 : fenêtre de dialogue.

4.3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4.3.1. Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- 4.3.1.1. Le choix d'unité :** on doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.



Figure IV. 3 : choix de l'unité.

4.3.1.2. Géométrie de base :

- En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de créer rapidement un modèle régulier.

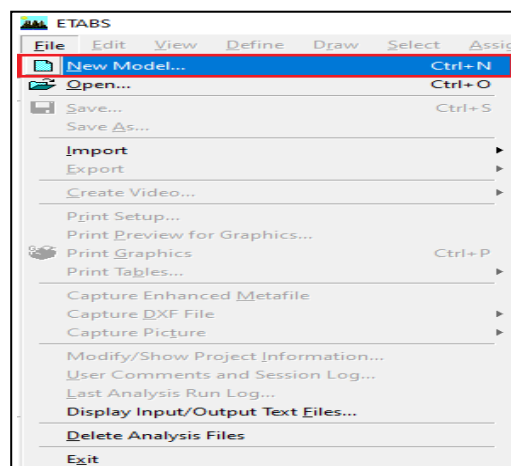
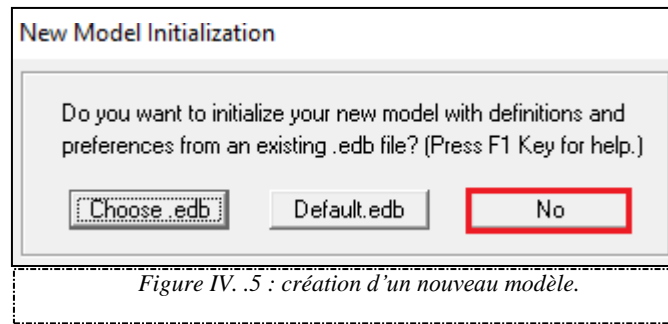


Figure IV. 4 : commande création d'un nouveau modèle.

- Une page de dialogue sous le titre « **New Model Initialisation** » s'affiche puis on clique **No**.



- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » qui va s'ouvrir nous permet d'introduire les paramètres suivants :

1. Le nombre des lignes dans la direction X.
2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
3. Espacement des travées dans le sens X.
4. Espacement des travées dans le sens Y.
5. Le nombre d'étage.
6. La hauteur des étages courants.
7. La hauteur du rez de chaussée (RDC).

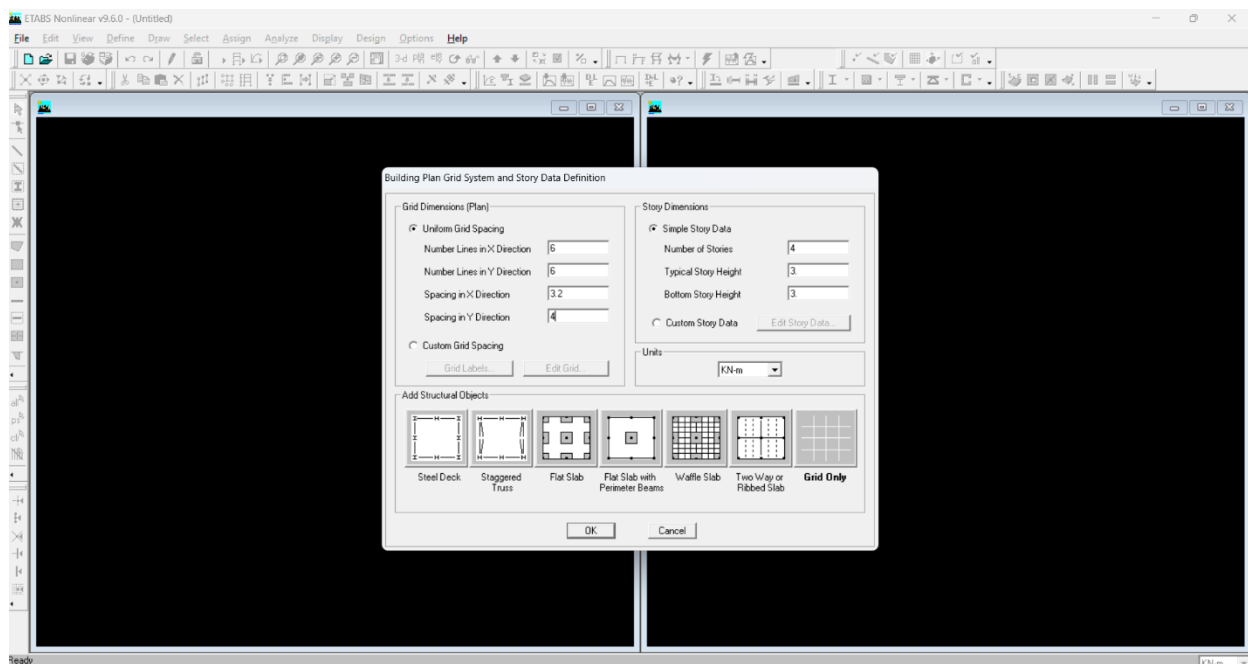


Figure IV.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.

- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d'accéder à l'interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan :

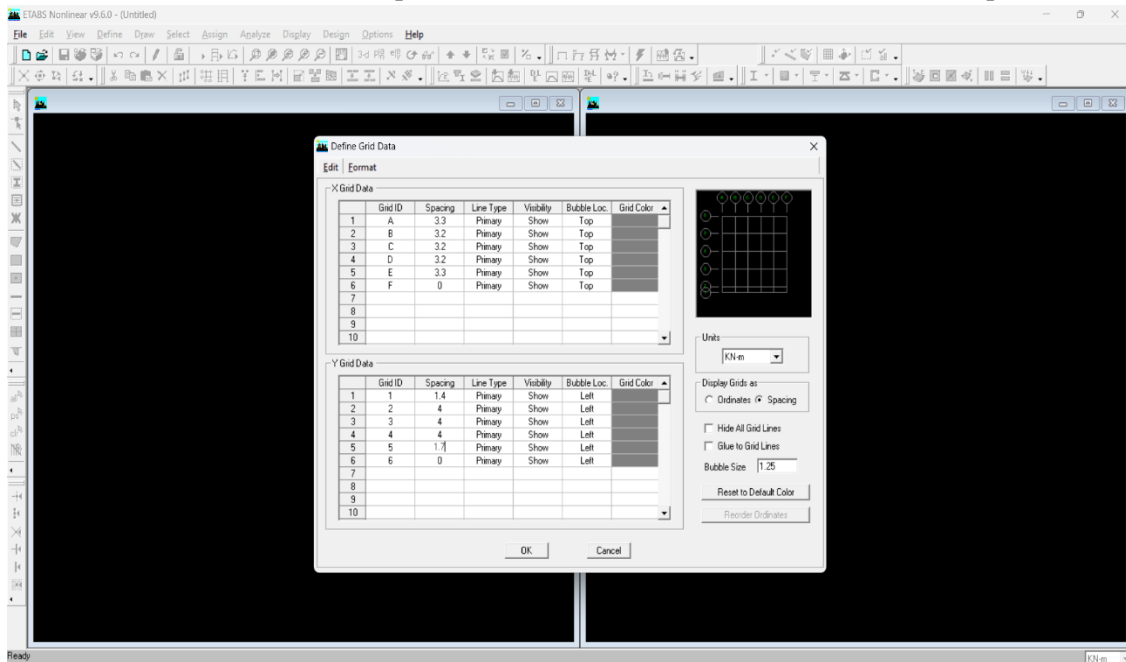


Figure IV. 7 : instruction des lignes de construction en plan.

- Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data** :

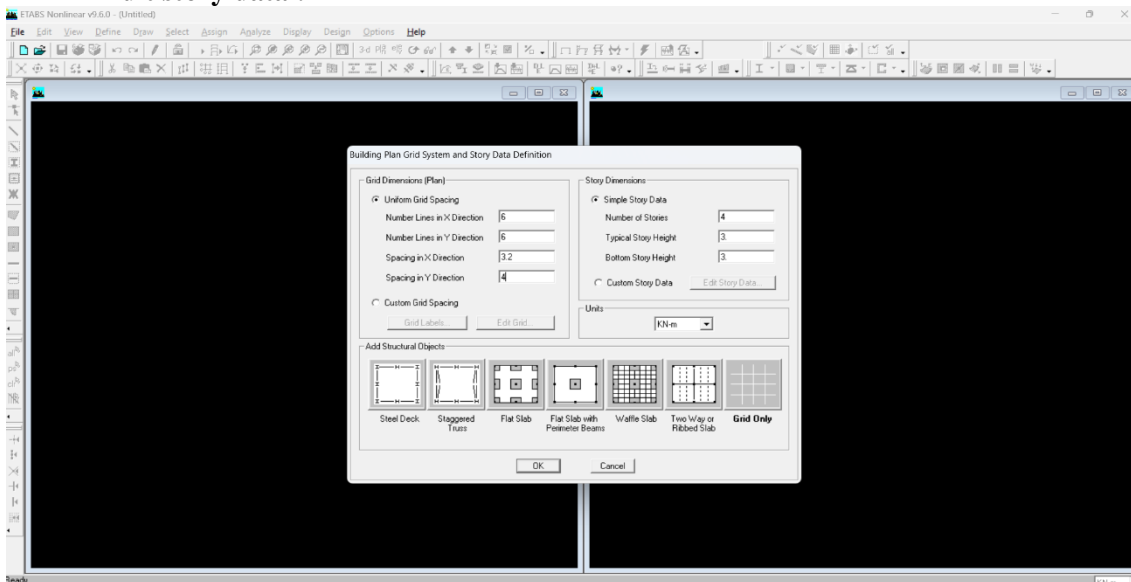


Figure IV. 8 : instruction des lignes de construction en élévation.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principal choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cet étage principal à tous ceux qui lui son identique.

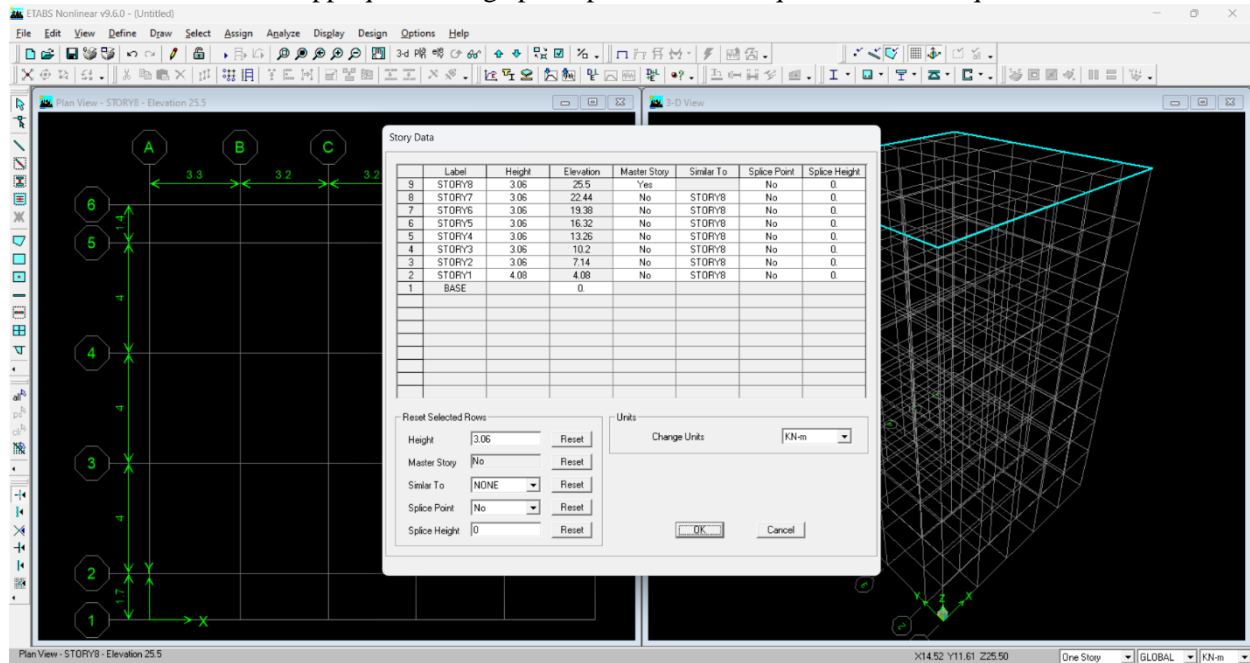


Figure IV.9 : instruction des lignes de construction en élévation.

- Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

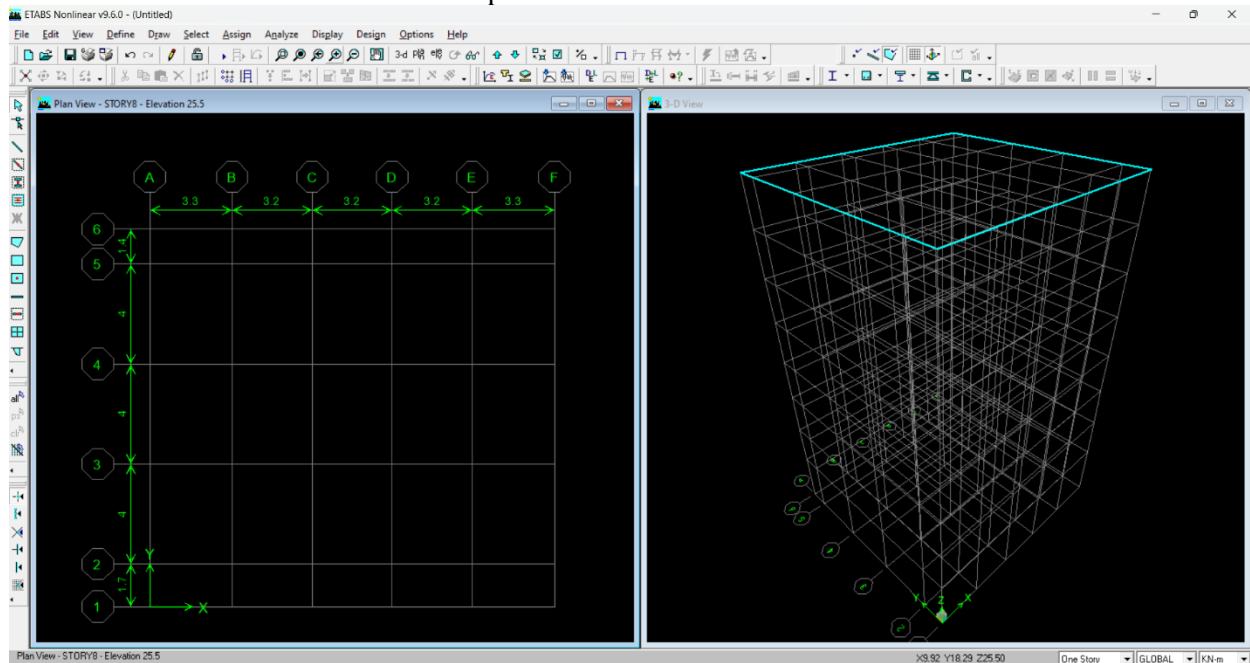

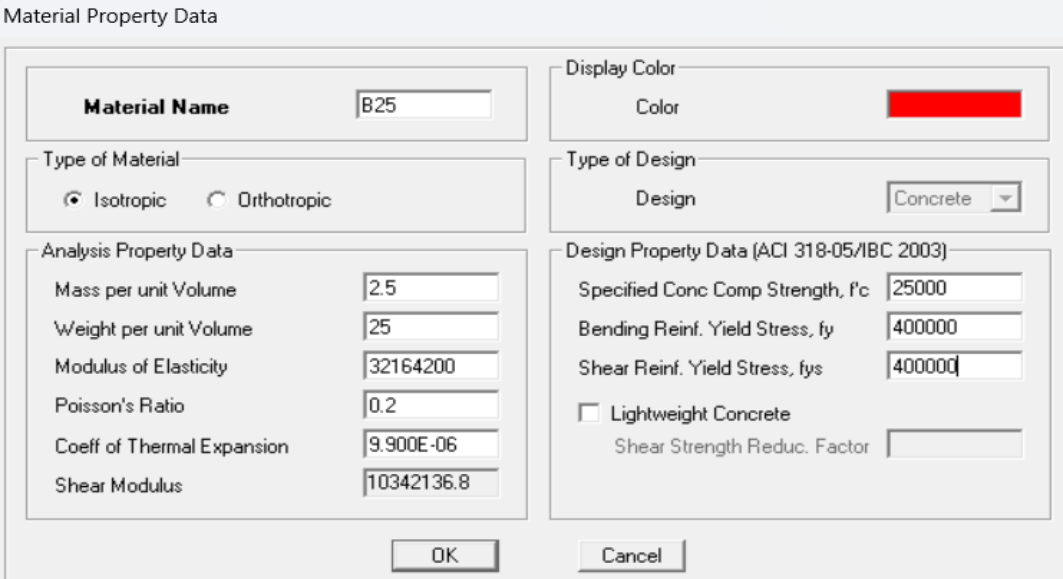


Figure IV. 10 : Représentation de la structure en 2D.

4.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

- **Define** puis **Material Properties** ou bien  , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	B25
Display Color	Red
Type of Material	Isotropic
Type of Design	Concrete
Design	Concrete
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	10342136.8
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor	

Figure IV.11: Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- Définir puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The dialog box 'Material Property Data' is divided into several sections:

- Material Name:** OTHER
- Display Color:** Color (Cyan)
- Type of Material:** Isotropic (selected), Orthotropic
- Type of Design:** Design (None)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0
 - Weight per unit Volume: 0
 - Modulus of Elasticity: 1.999E+08
 - Poisson's Ratio: 0.3
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 76884615.
- Design Property Data:** (Empty)

Buttons: OK, Cancel

Figure IV. 12 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau **OTHER**

4.3.3. Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

4.3.3.1. Poteaux et poutres :

- On clique sur **Définir** puis sur **Frame Sections**, dans l'icône qui s'affiche on sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis on clique sur **Delete Property**.

The dialog box 'Define Frame Properties' contains:

- Properties:** Type in property to find: w12x50
- List of sections:** w10x112, w12x14, w12x16, w12x19, w12x22, w12x26, w12x30, w12x35, w12x40, w12x45, w12x50
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange
 - Add I/Wide Flange
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property** (highlighted with a red box)

Buttons: OK, Cancel

Figure IV. 13 : introduction des éléments barres.

- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.

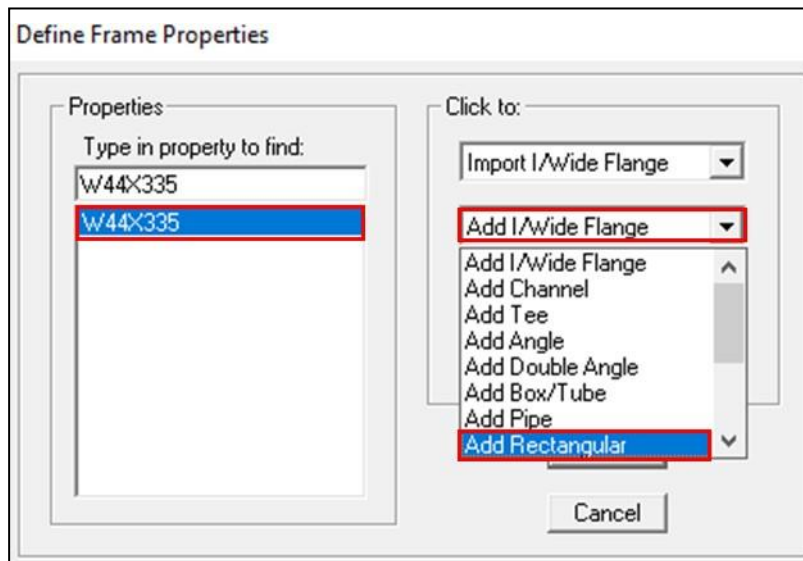


Figure IV.14 : introduction des coffrages de poutres.

- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

➤ **Poutre principale PP 30x35 :**

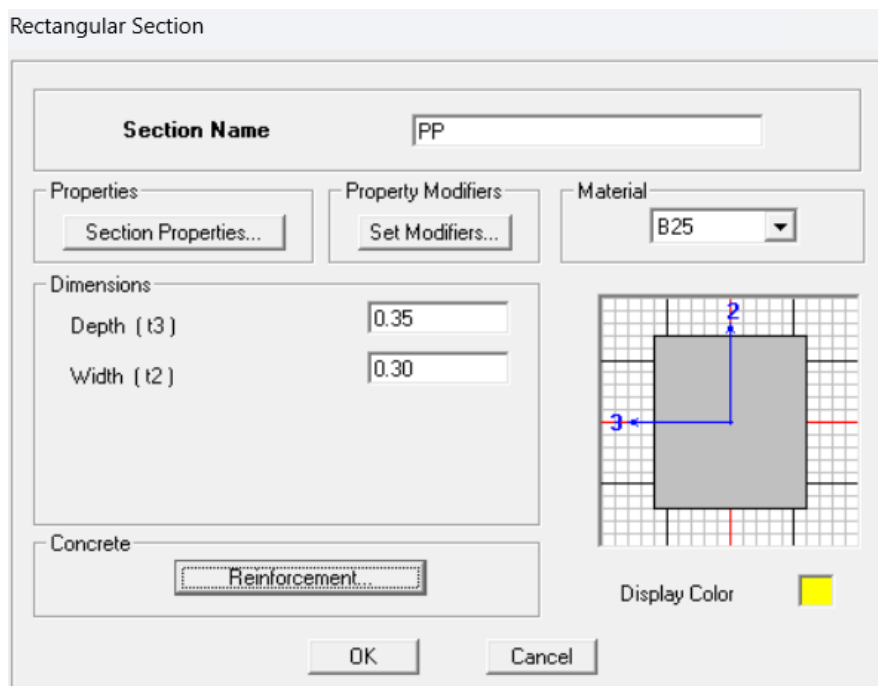


Figure IV.15 : définition des dimensions des poutres principales.

➤ **Poutre secondaire PS 25x30 :**

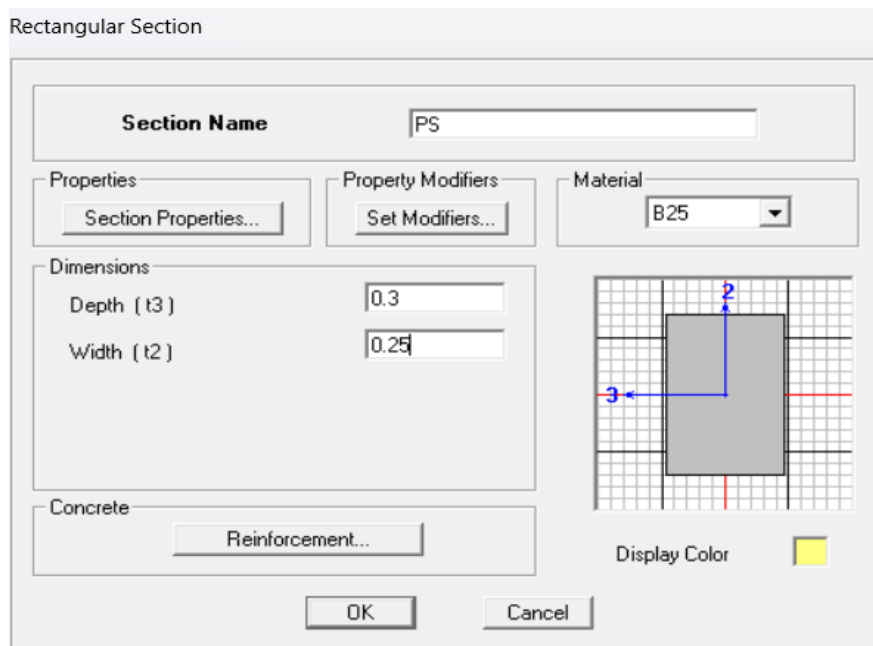


Figure IV.16 : définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ **Poutre de chaînage :**

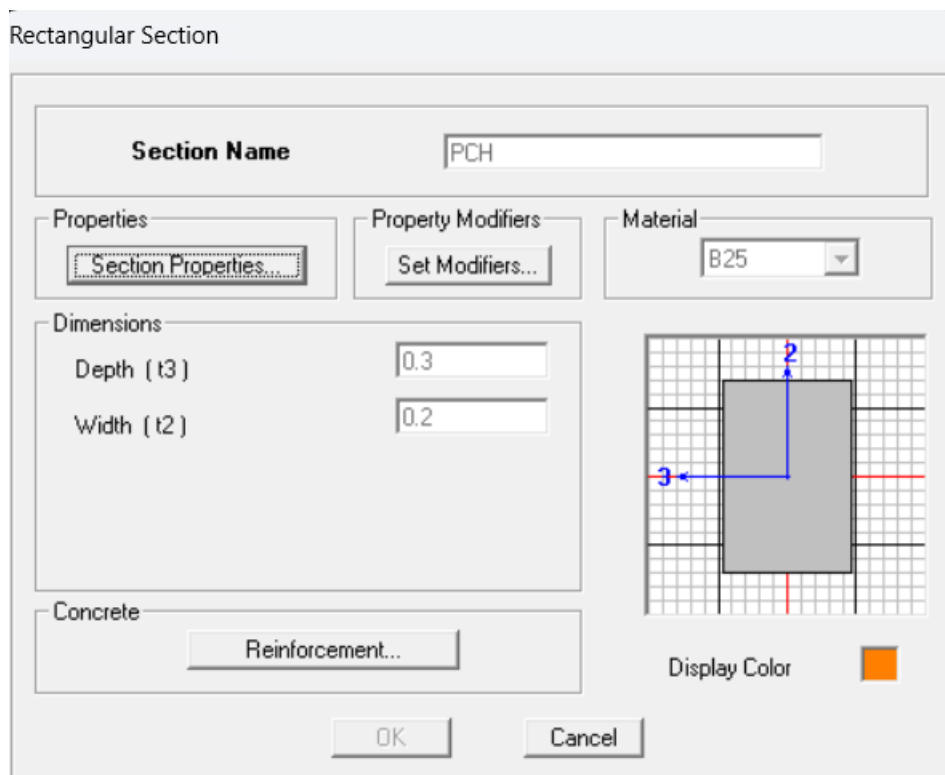


Figure IV.17 : définition des dimensions des poutres de chaînages.

➤ Pour un poteau 30x30 :

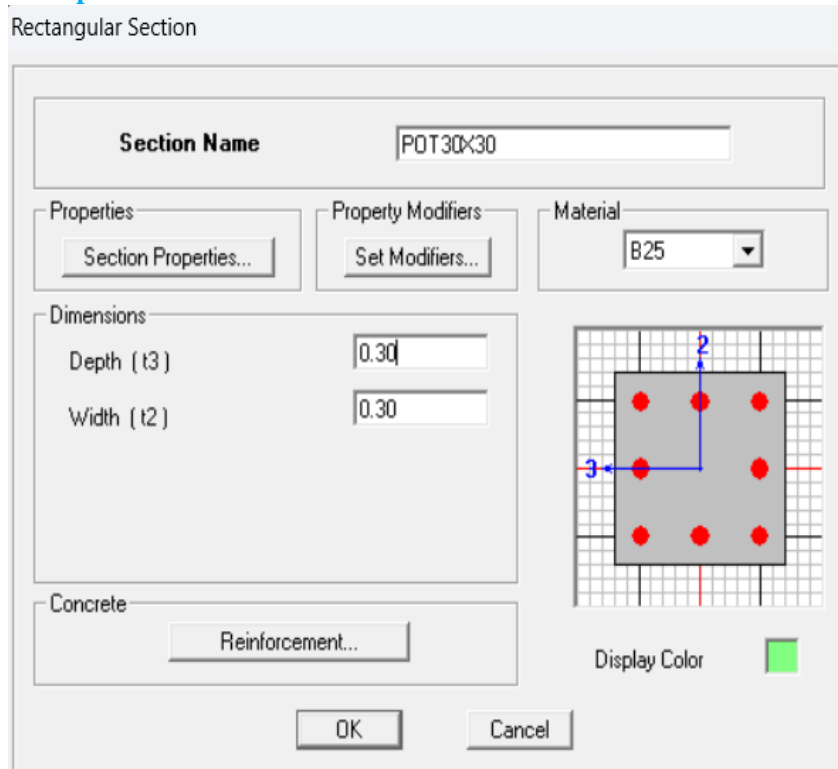


Figure IV. 18 : définition des dimensions du poteau 30x30

➤ Pour un poteau 35x35 :

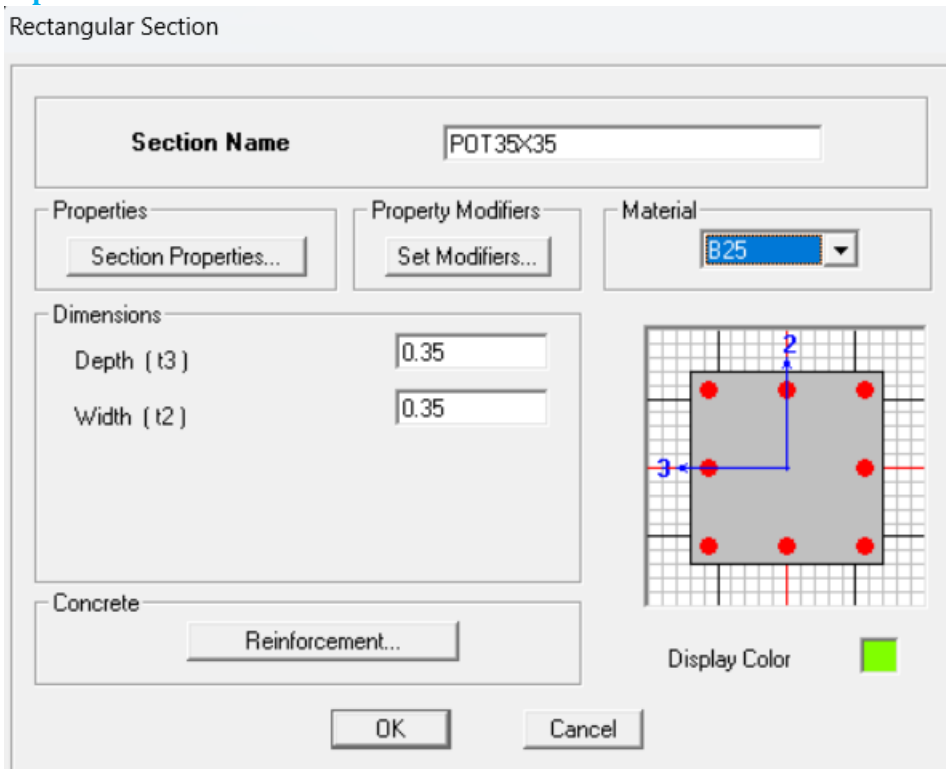


Figure IV. 19 : définition des dimensions du poteau 35x35

➤ Pour un poteau 40x40 :

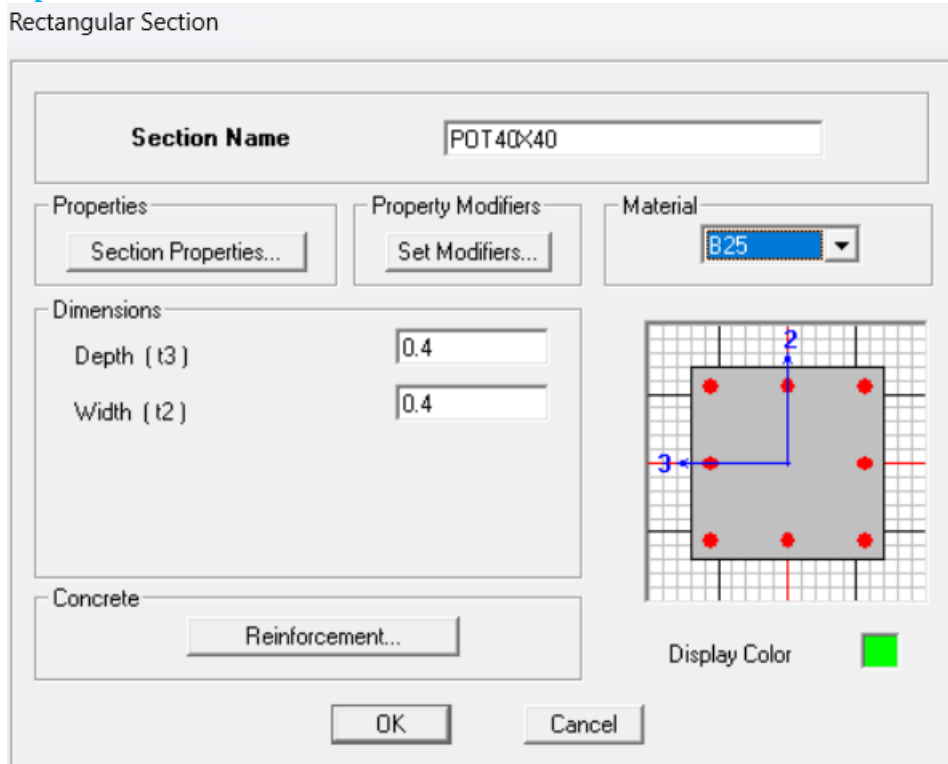


Figure IV.20 : définition des dimensions du poteau 40x40

4.3.3.2. Les plancher, dalles pleins et voiles :

➤ Voile :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

- Pour le voile :

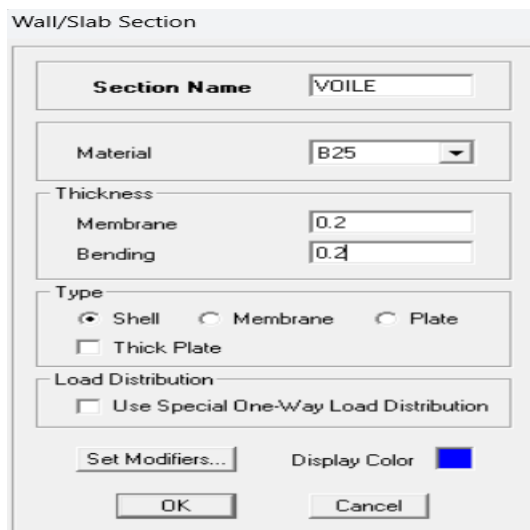


Figure IV.21 : définition des dimensions de voile du RDC.

➤ Plancher :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

- **Pour le plancher en corps creux :**

Wall/Slab Section

Section Name: PCC

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Pink]

OK Cancel

Figure IV. 22 : définition des dimensions des planchers en corps creux.

- Pour la dalle pleine :

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color


OK Cancel

Figure IV. 23 : Définition des dimensions de la dalle pleine.

4.3.4. Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

4.3.4.1. Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

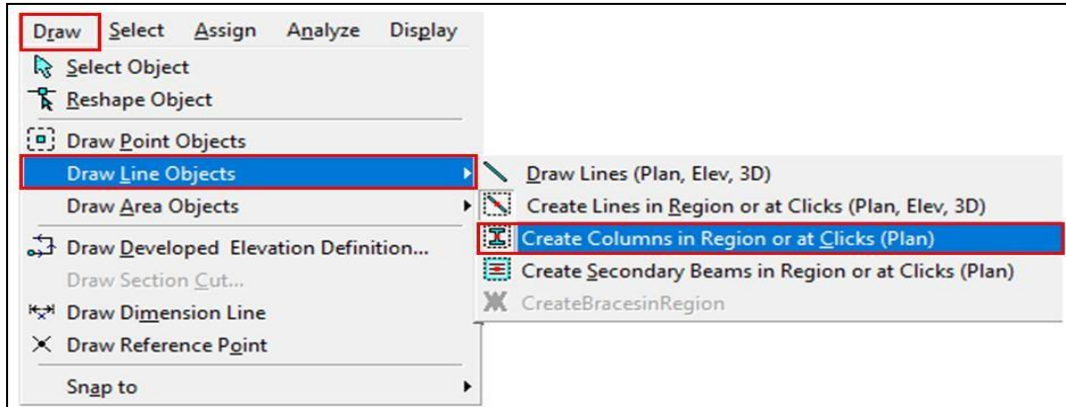


Figure IV.24 : Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

➤ Sous-sol + RDC+ étage 1 : 40x40

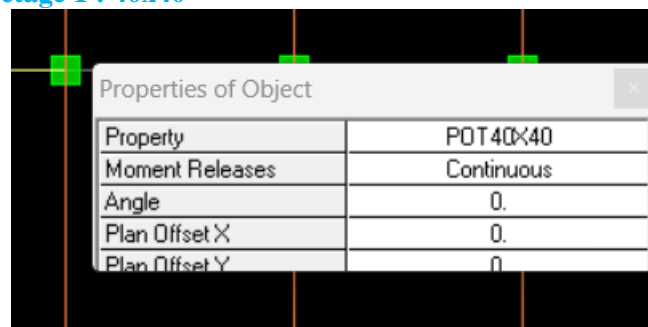


Figure IV.25 : dessin des poteaux 40x40

➤ Etages 2,3,4 : 35x35

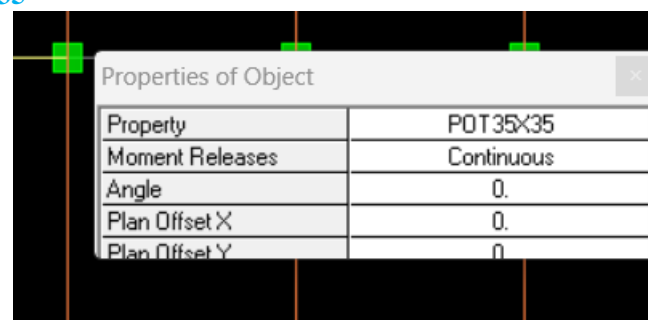


Figure IV.26 : dessin des poteaux 35x35

➤ Etages 5,6,7 : 30x30

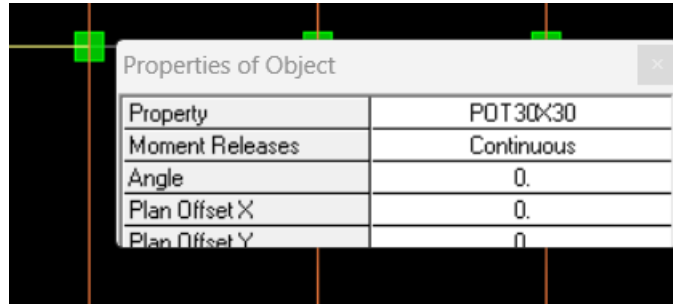



Figure IV.27 : dessin des poteaux 30x30

4.3.4.2. Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, éléva, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

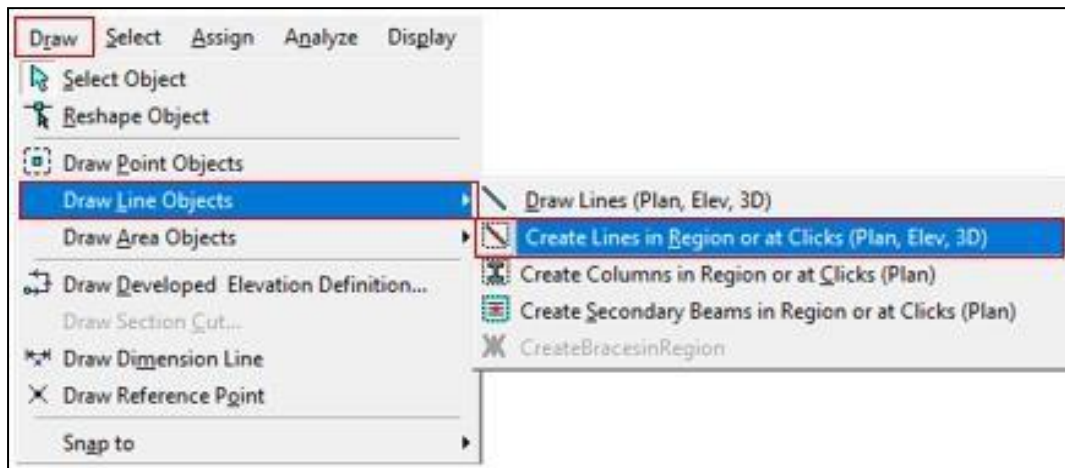


Figure IV.28 : Commande de dessin poutres.

➤ Poutre principale PP : 30x35

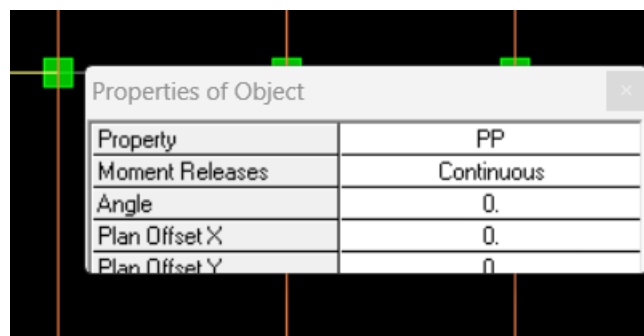


Figure IV.29 : dessin des poutres principales 30x35.

➤ Poutre secondaire PS :25x30 :

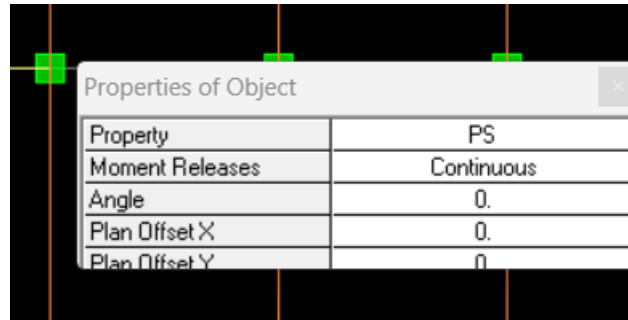



Figure IV.30 : dessin des poutres secondaires 25x30

4.3.4.3. Pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

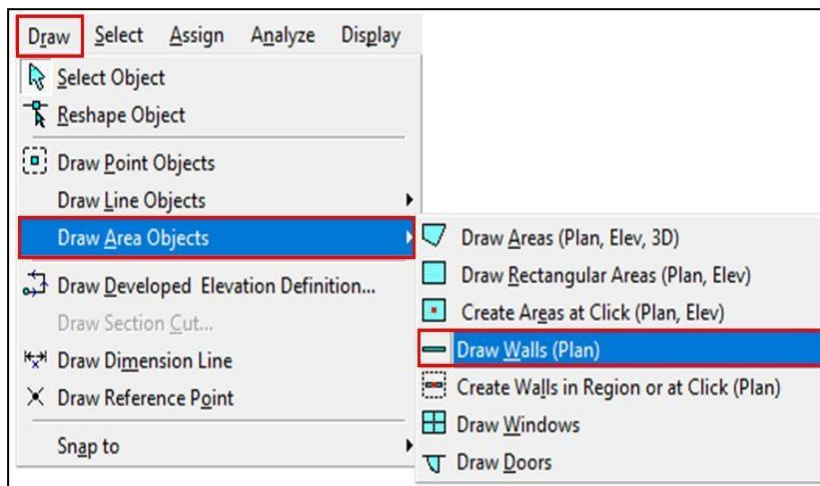


Figure IV.31 : Commande de dessin voile.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

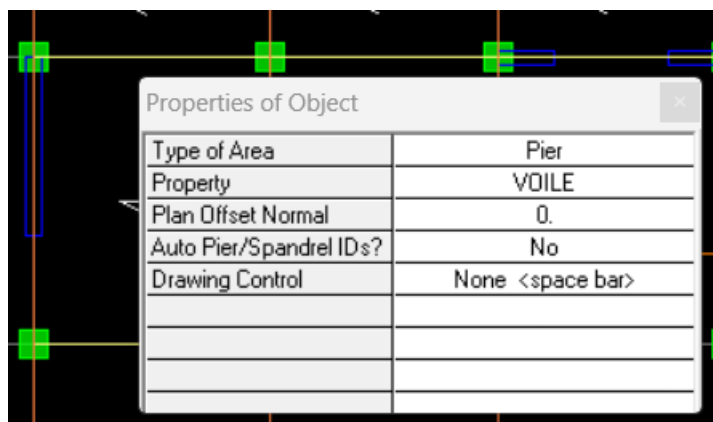


Figure IV.32 : Affectation des voiles.

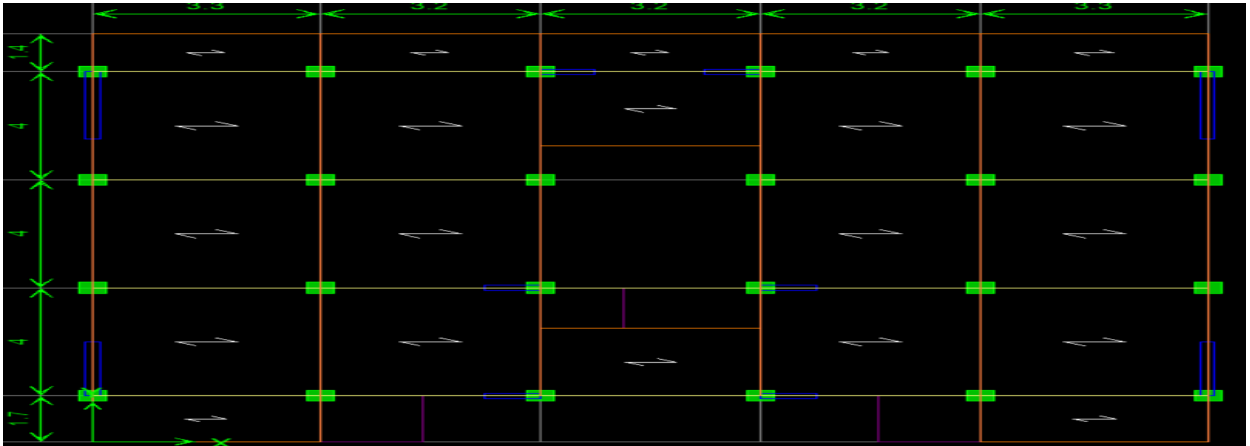



Figure IV.33 : Positionnement des voiles.

4.3.4.4. Pour les dalles en corps creux :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** ou bien on clique sur l'icône 

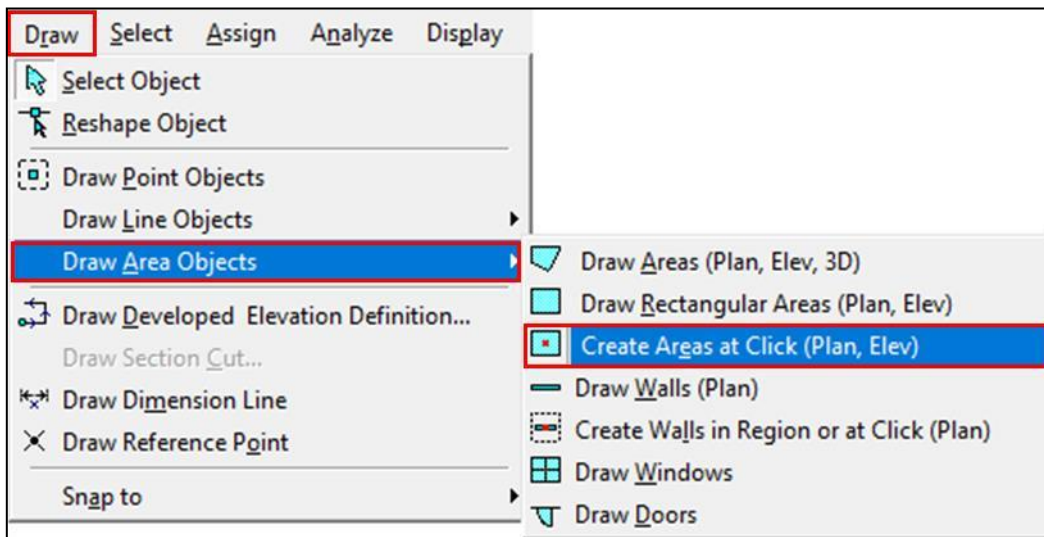


Figure IV.34 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** CC.

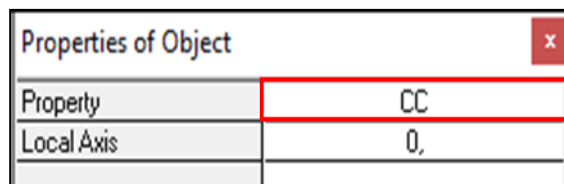



Figure IV.35 : Affectation des dalles en corps creux.

4.3.4.5. Pour la dalle pleine :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on clique sur l'icône 

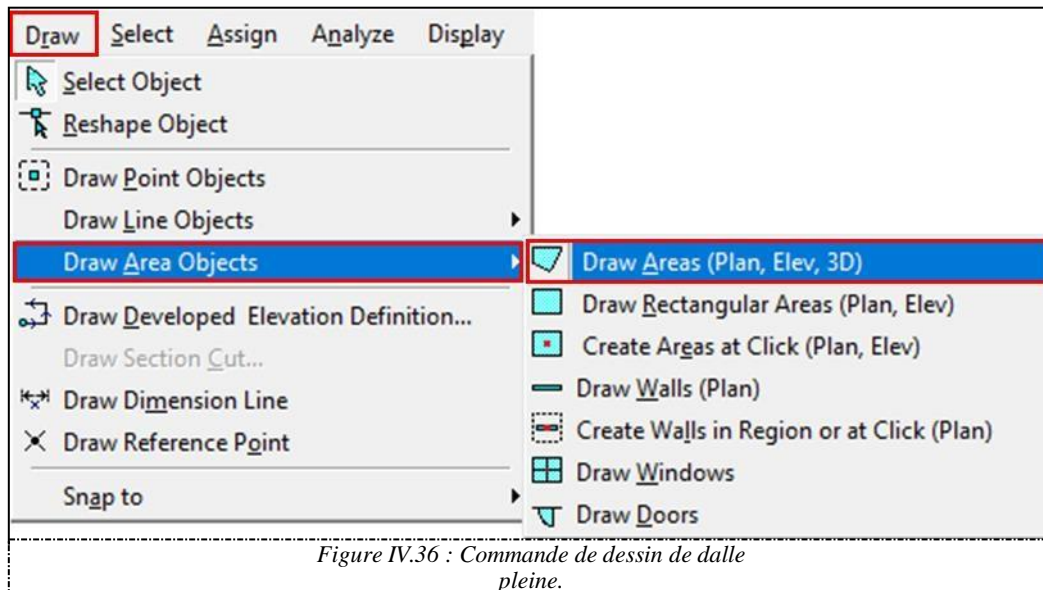


Figure IV.36 : Commande de dessin de dalle pleine.

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** DP15.

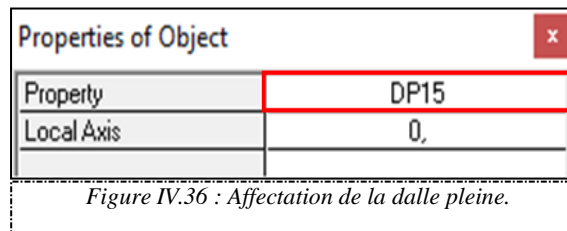


Figure IV.36 : Affectation de la dalle pleine.

- Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

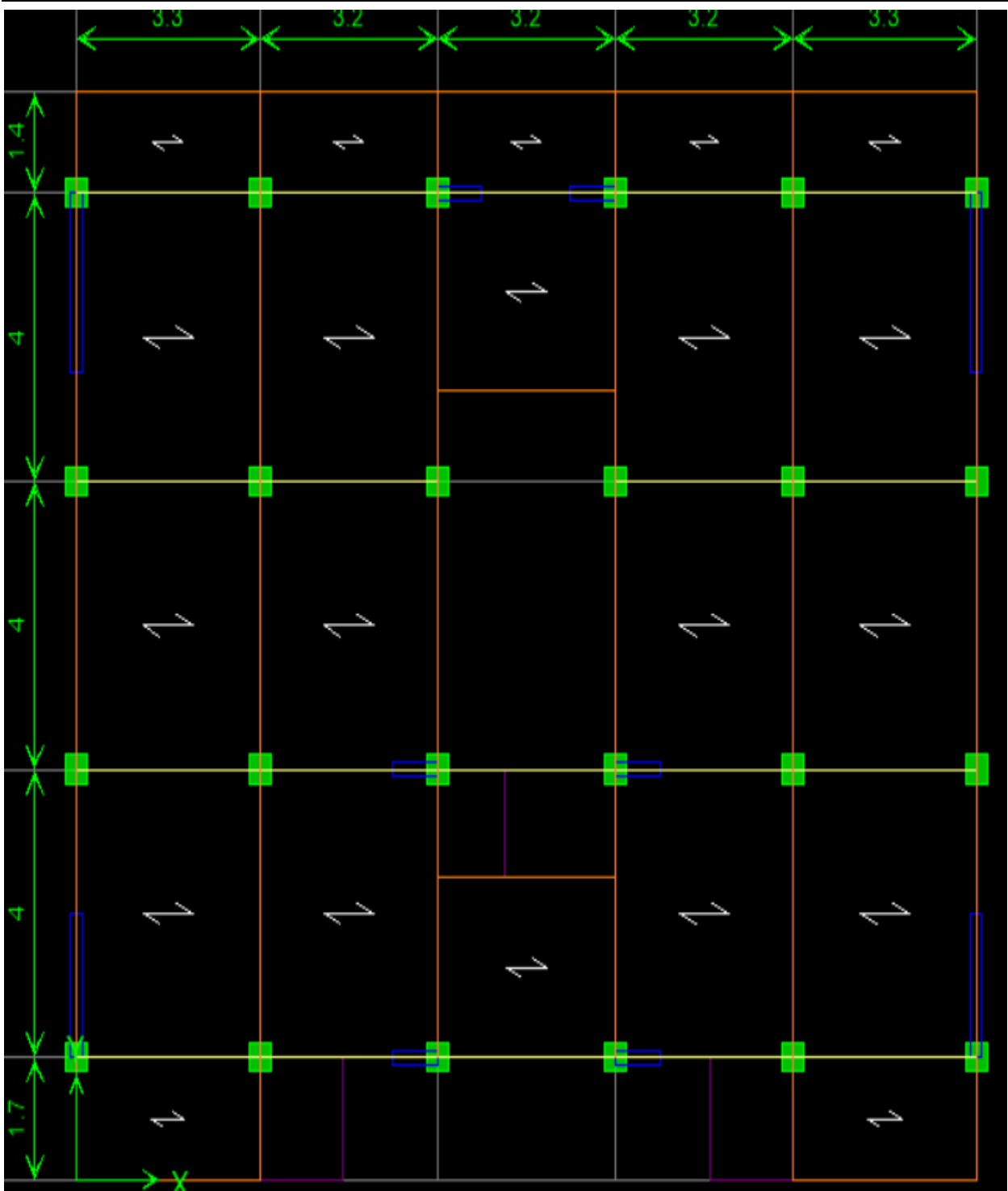

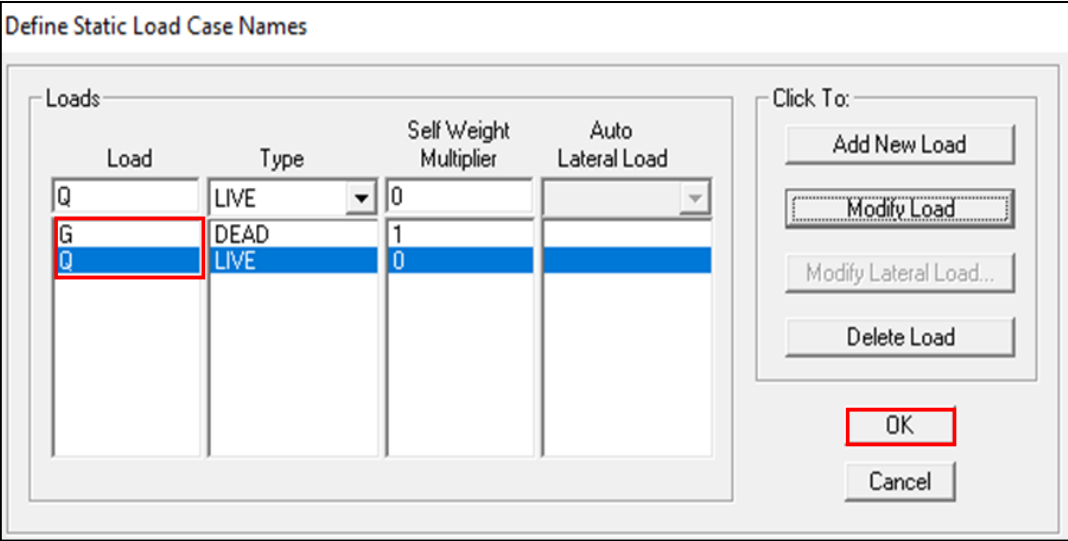


Figure IV.37: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

4.3.5. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 




Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Figure IV. 38 : Définition des charges G et Q.

4.3.6. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 
- On introduit les données dans leurs cases respectives :
 1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
 2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
 3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
 4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
 5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité **Q = 1,10**

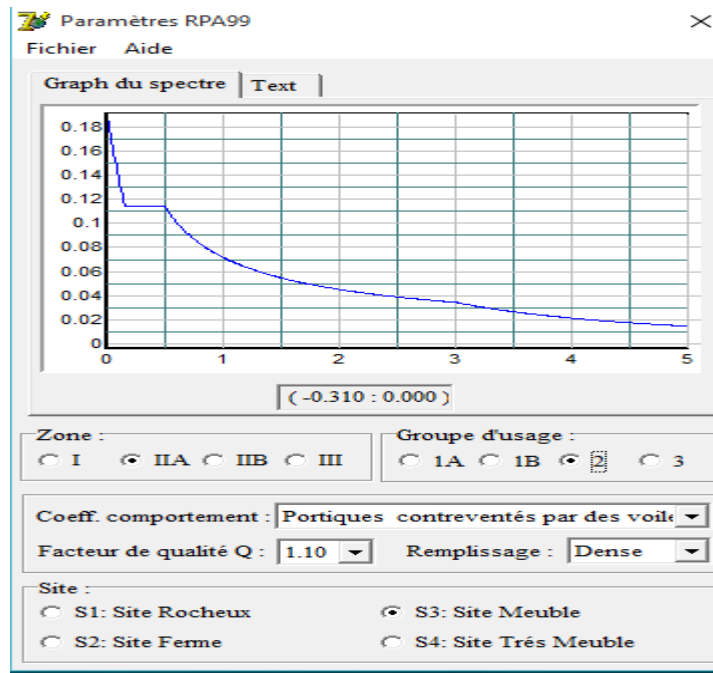


Figure IV.39 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

- Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**

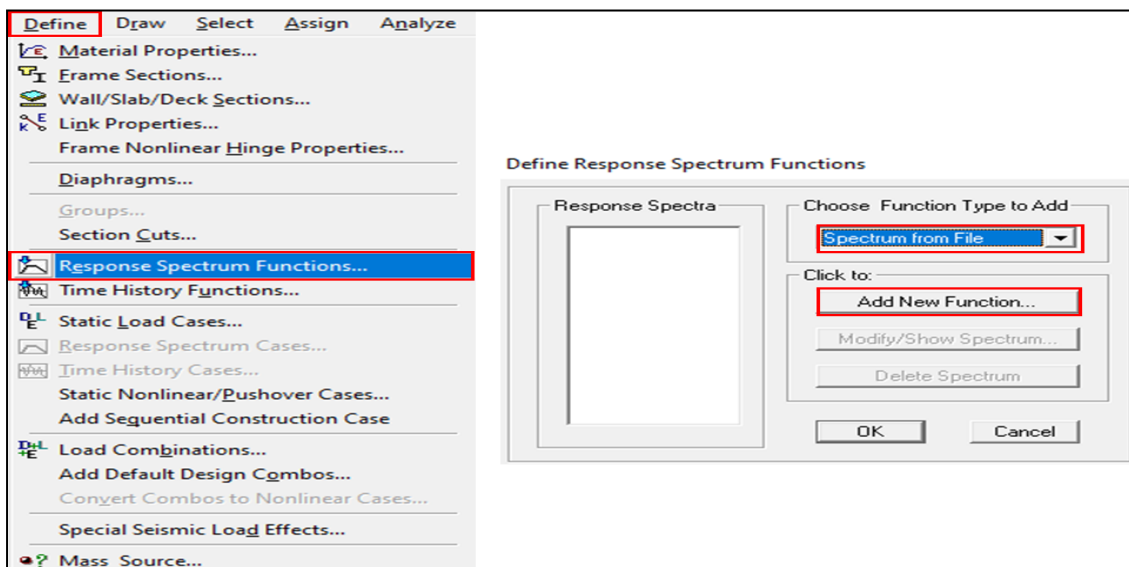


Figure IV.40 : commande d'introduction du spectre de réponse.

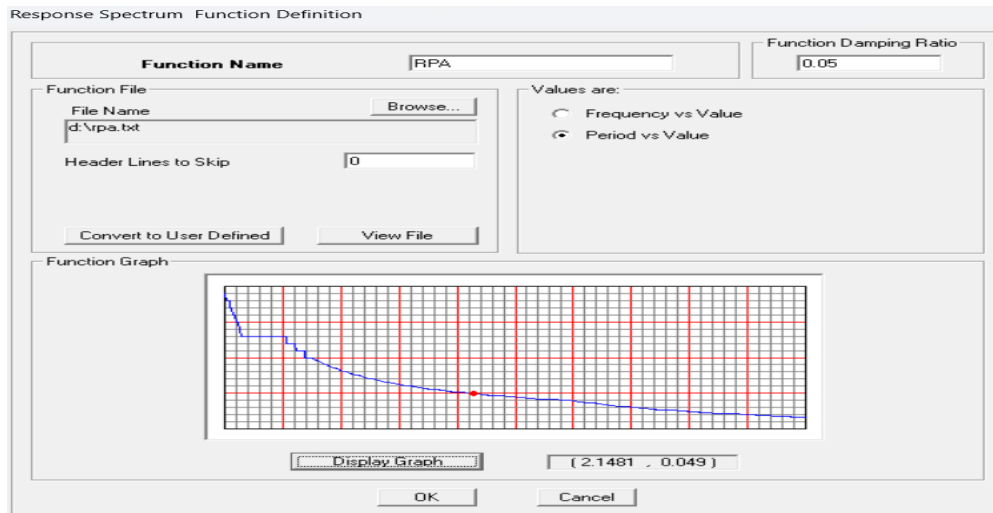


Figure IV.41 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

4.3.7. Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien

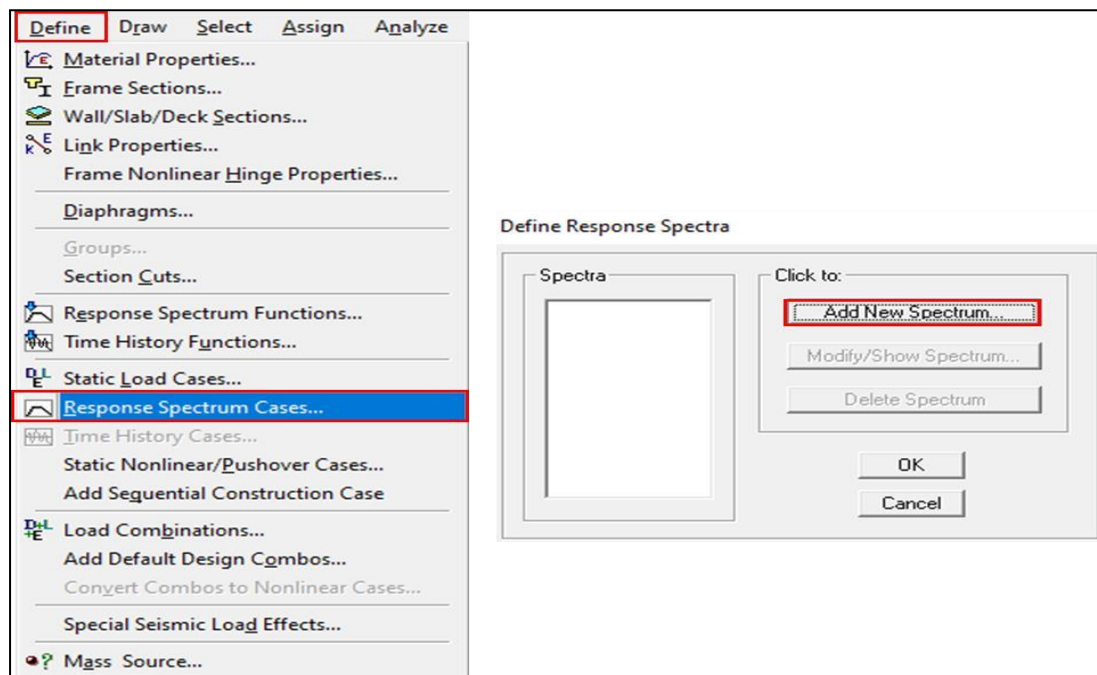


Figure IV.42 : commande d'introduction des cas de charges sismiques.

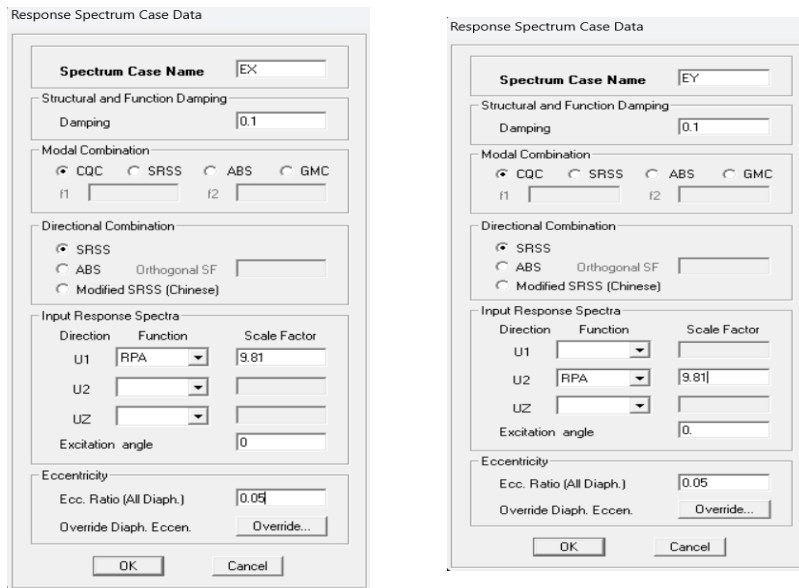


Figure IV.43 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

4.3.7.1. Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur **Define** puis sur **Masse source...** ou bien directement sur l'icône puis sur **From Loads**.

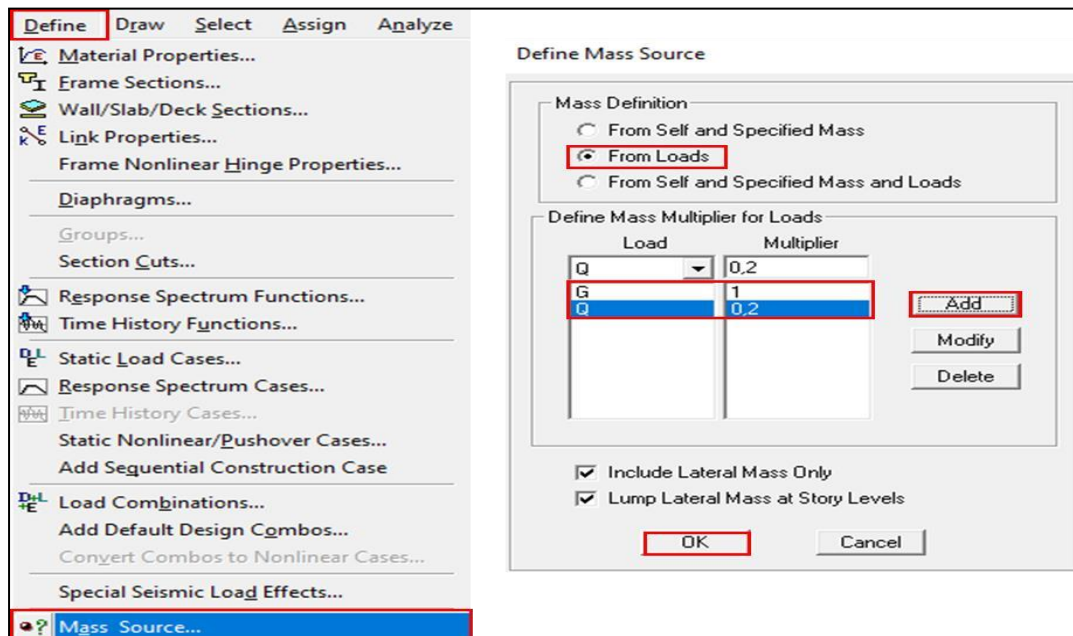



Figure IV. 44 : définition de la masse sismique.

4.3.7.2. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

➤ Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et des voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assign** puis sur **Joint/point**

ensuite **Restraints**, ou bien on clique sur l'icône 

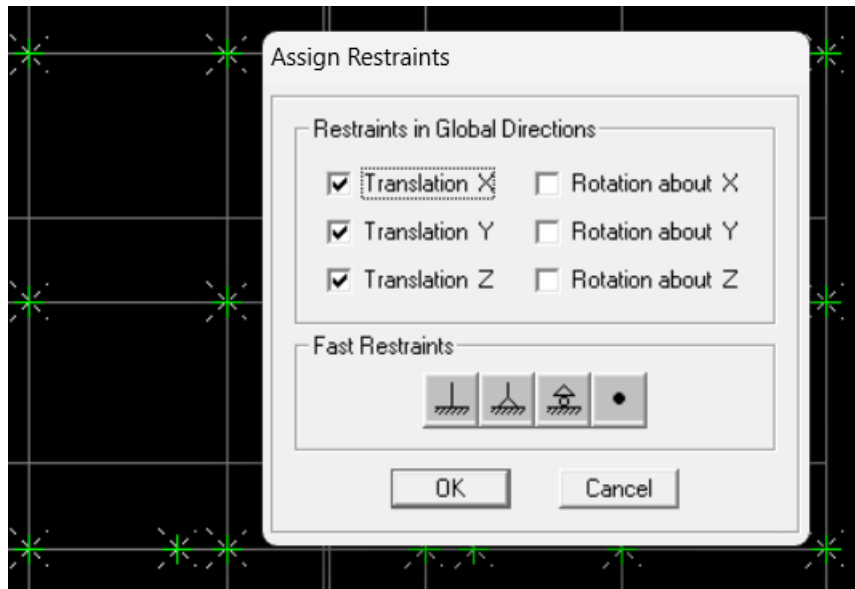



Figure IV.45 : Encastrement de la base de la structure.

➤ Attribution des diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** puis sur **Joint/Point** ensuite **Diaphragms** ou bien cliquer directement sur l'icône 

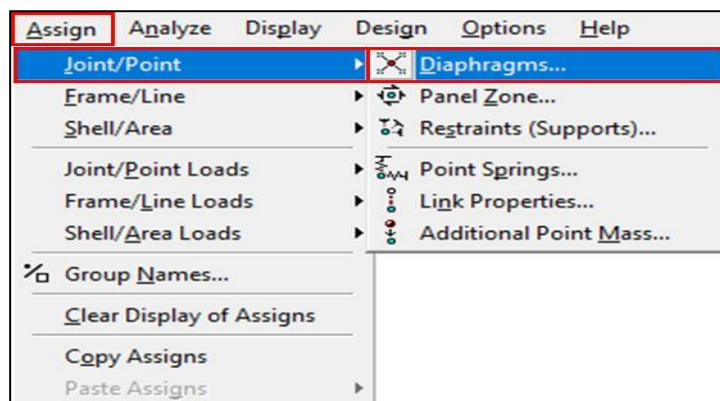


Figure IV.46 : commande d'introduction d'un plancher rigide.

- On clique sur **Add New Diaphragm** et on le nomme par exemple **D1** pour **story 1** on valide et refait la même opération pour tous les étages.

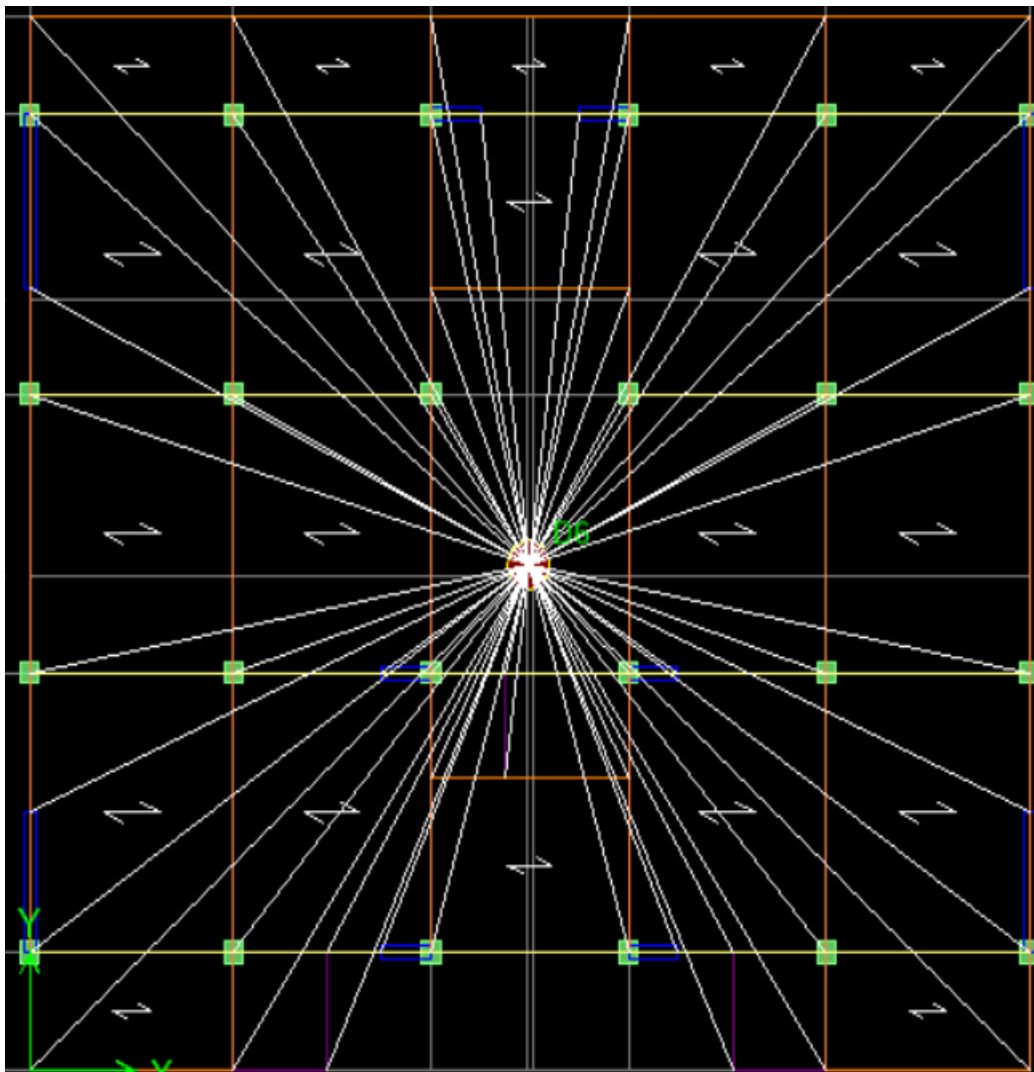


Figure IV.47 : spécification du diaphragme

4.3.8. Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads Combinaisons** Ensuite **Add New Combo** ou bien sur l'icône 

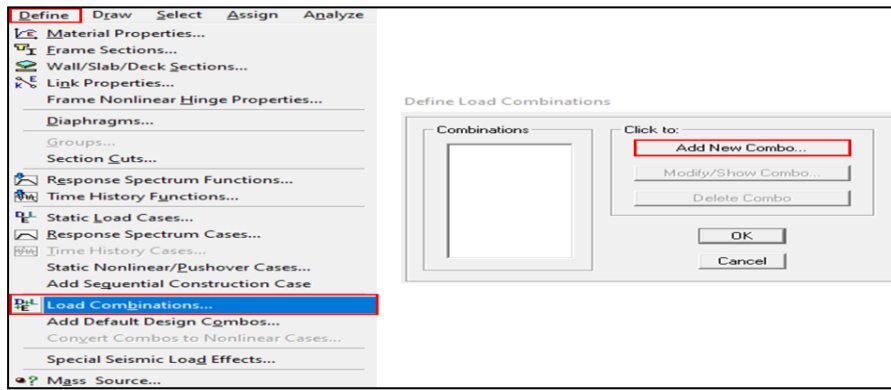


Figure IV. 48 : commande d'introduction des combinaisons d'actions.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $(G + Q + E , G + Q - E)$

08GE : $(0,8G + E , 0,8G - E)$

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**
ELU : $1,35G+1,5Q$
ELS : $G+Q$.
- **Combinaisons poids : $G+0,2Q$**
 - On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

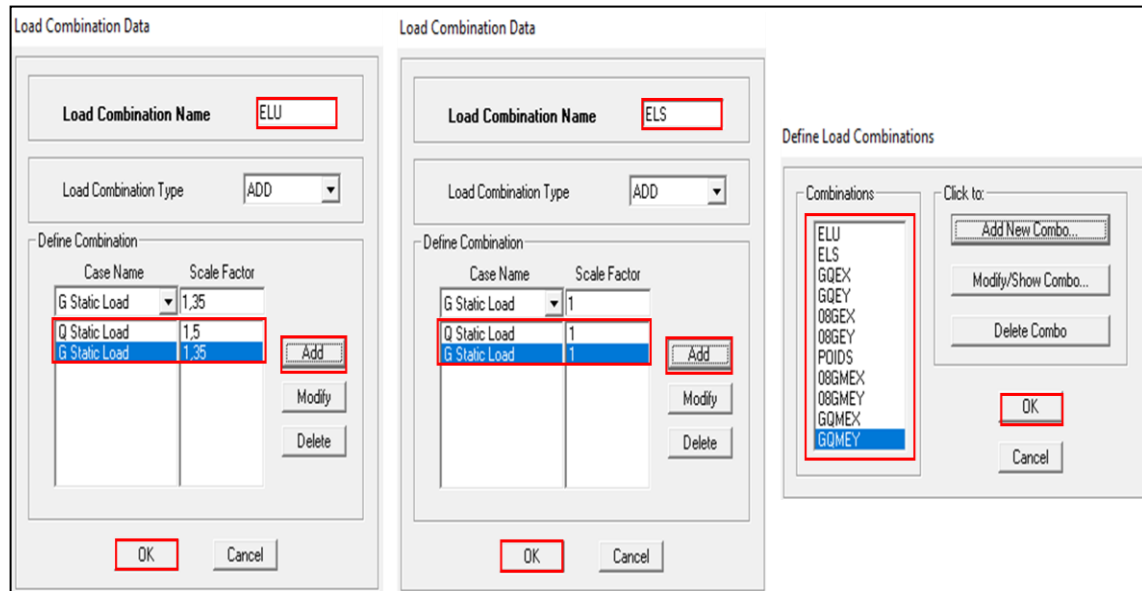


Figure IV.49 : création des combinaisons de charges.

4.3.9. Chargement des éléments :

➤ **Chargement des planchers à corps creux :**

- **Plancher terrasse :**

$$G = 5.46 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant :**

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$


- **Plancher du RDC : (parking)**

$$G = 5.28 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Chargement de la dalle pleine :**

- **Dalle de la salle machine :**

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

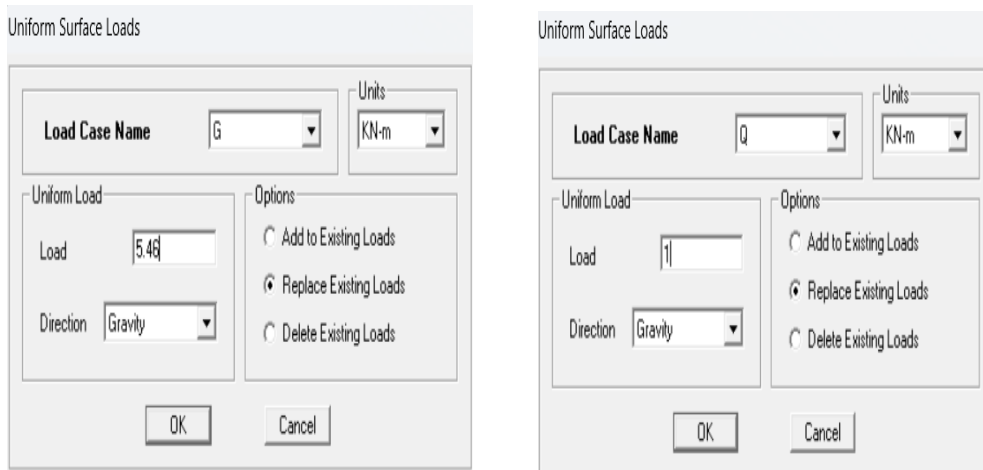


Figure IV.50 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.

- Répétez l’opération pour tous les étages.

4.3.10. Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats :

- Avant de lancer l’analyse, on doit spécifier le nombre de modes à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boite de dialogue ci-dessous s’ouvre :

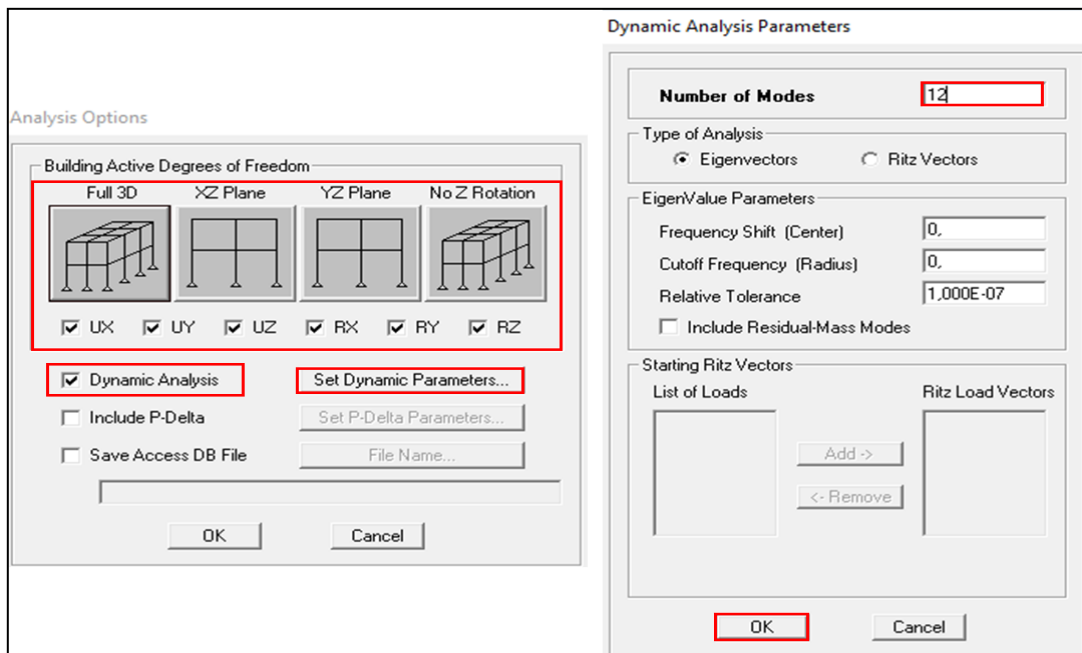


Figure IV.51 : introduction de nombre de mode.

- Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option **Analyze** ensuite **check modal**.

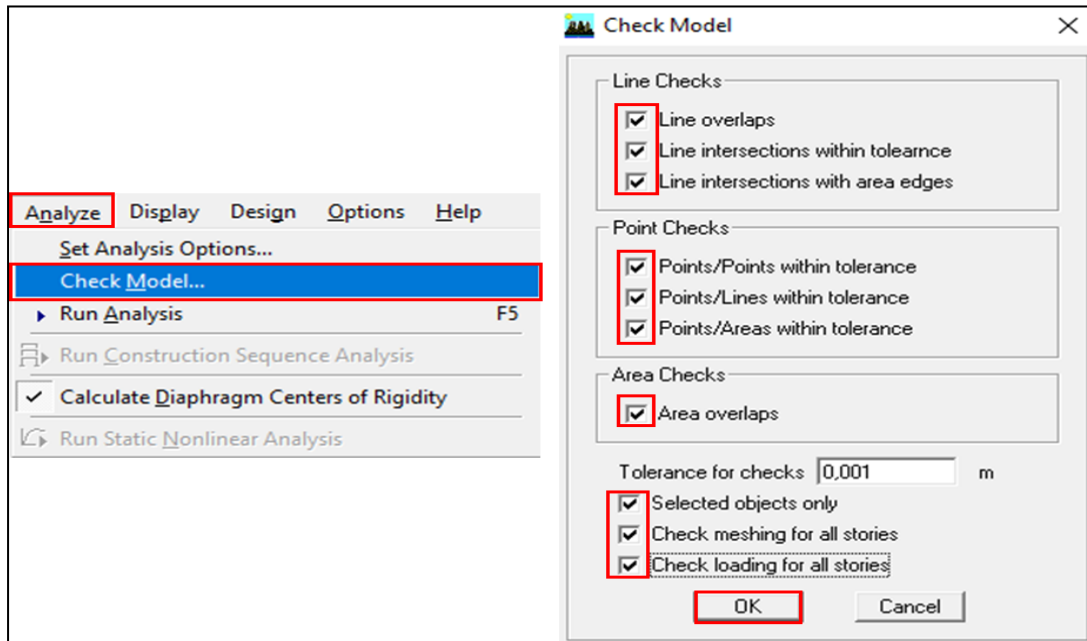


Figure IV.52 : option de vérification du modèle.

- Pour le lancement de l'analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche F5 de clavier.

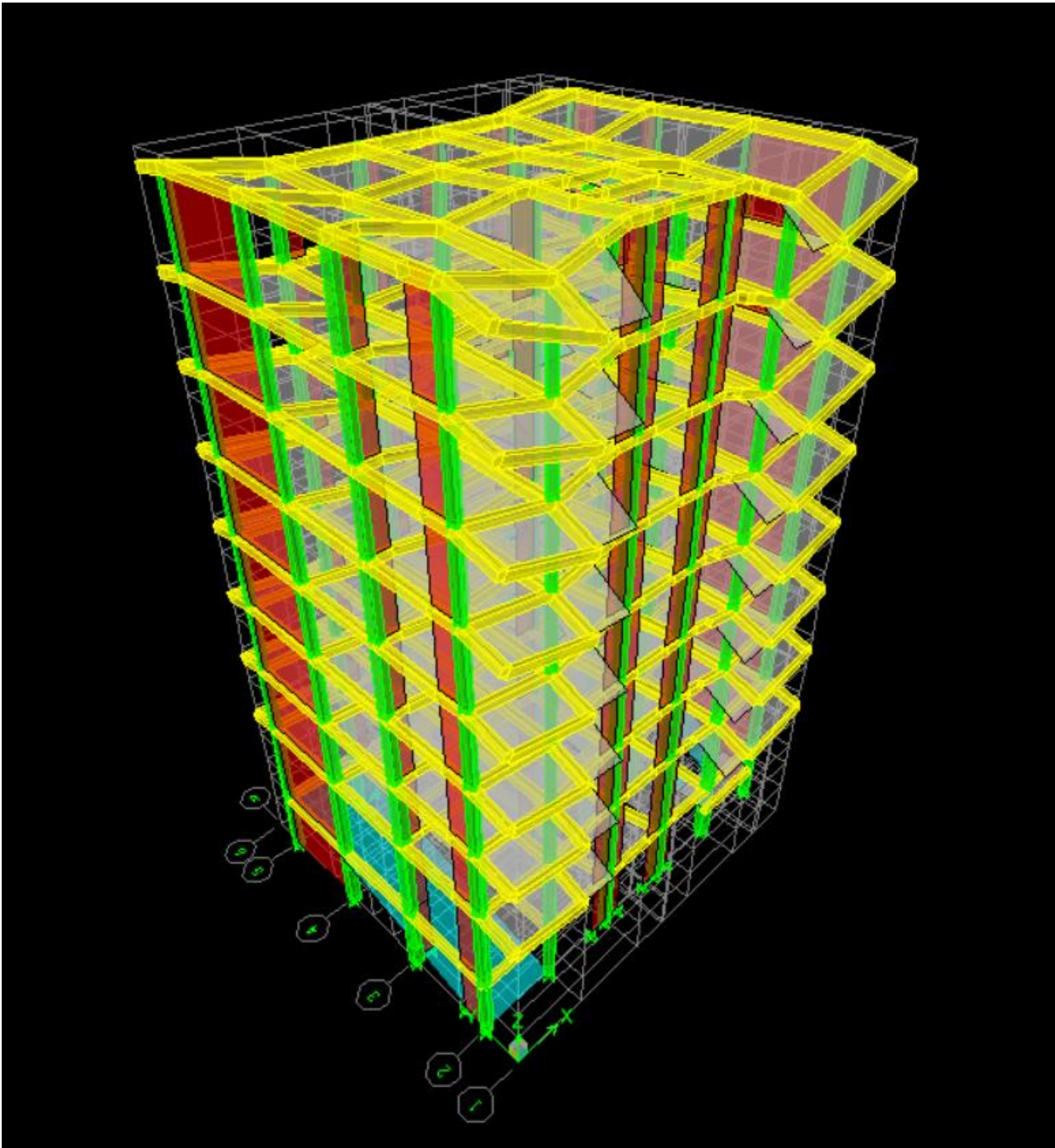


Figure IV.53 : Analyse de la structure.

- Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

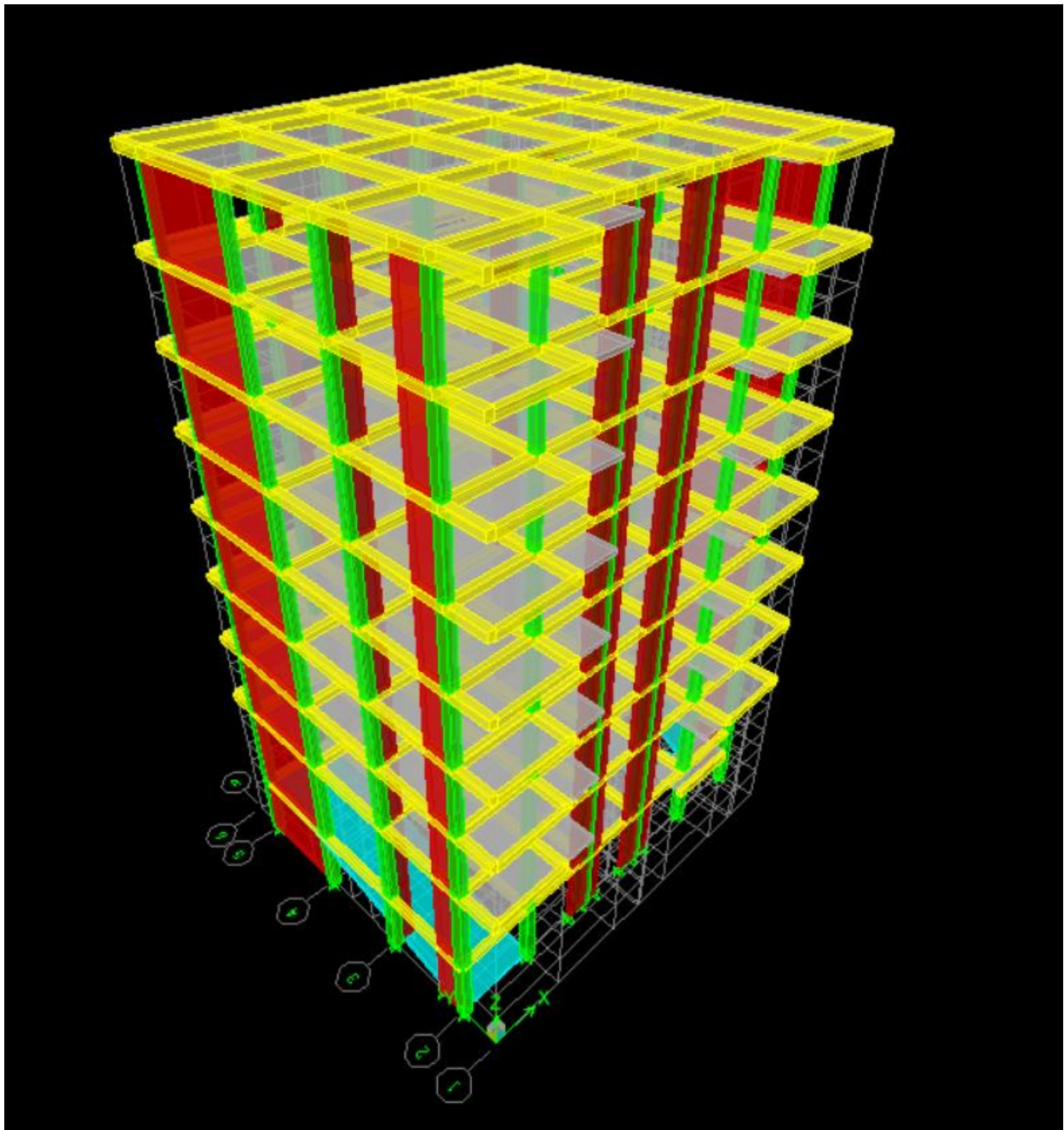


Figure IV.54 : Vue en 3D de la structure.

Chapitre V

Vérification des exigences de RPA

V. Vérification RPA :Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigent la satisfaction des conditions suivantes :

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

- ✓ Le pourcentage de la masse participante
- ✓ Justification de l'interaction voiles portique
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ✓ Vérification des déplacements relatif
- ✓ Vérification de l'effet P-delta
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit
- ✓ Vérifications de la stabilité au renversement

a) Calcul de la période empirique T : RPA version 2003 : page 31 formule 4.6.

La période empirique :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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 : est la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré. Dans notre cas $D_x = 16.45$ m et $D_y = 15.1$ m

Donc :

$$T = 0.05 \times (28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{16.45}} = 0.63 \text{ s}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{15.1}} = 0.66 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(0.62; 0.63; 0.66)$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.62 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{\text{maj}} = 1.3 \times 0.62 = 0.81 \text{ s}$$

T_{maj} : la période majorée

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 :

Analyse results —→ **modal information** —→ **Building Modal**

Information —→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Les résultats s'afficheront comme suit :

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 : **T = 0.98 s**

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : La période est vérifiée

b) Pourcentage de la participation de la masse modale :

D’après l’article 4.2.4 RPA99/v2003 [2], le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayants une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.982397	78.4082	0.0088	78.4082	0.0088	0.0178
2	0.78819	0.0104	69.2317	78.4186	69.2405	0.0209
3	0.628012	0.0062	0.0063	78.4248	69.2468	70.3603
4	0.301488	10.4943	0.0005	88.9191	69.2472	0.0015
5	0.181605	0.0002	18.0578	88.9192	87.3051	0.0043
6	0.150737	3.5609	0	92.4802	87.3051	0.8331
7	0.149463	0.1807	0.0007	92.6609	87.3058	16.3557
8	0.087855	2.0622	0	94.7231	87.3058	0.0093
9	0.075598	0	5.8365	94.7231	93.1423	0.0009
10	0.06299	0.0007	0.0001	94.7238	93.1424	5.5852
11	0.055748	1.5149	0	96.2386	93.1425	0.0044

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

c) Justification de l’interaction voiles portiques :

Nous avons d’abord supposé que le système de contreventement soit mixte avec interaction portiques – voiles. Afin de confirmer cela, il y a lieu de vérifier les pourcentages des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l’aide de l’option « **Section Cut** » On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **G** Puis **Draw** on choisit l’option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

En désélectionnant la case **wall** on aura l’effort repris par les portiques et en désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l’effort repris par les voiles.

❖ *Sous charges verticales :*

$$\% N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{Tot}} \times 100$$

$$\% N_{portique} = 100 - \% N_{voiles}$$

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableau suivants :

Sens X-X :

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Charges portiques	Voile %	Portique %
ETG 7	521.339	349.57	178.118	67.0523402	34.1654854
ETG 6	522.444	349.566	221.652	66.9097549	42.4259825
ETG 5	916.041	596.168	327.485	65.0809298	35.7500374
ETG 4	1014.95	712.069	36.623	70.1580373	3.60835509
ETG 3	1209.677	838.361	375.019	69.3045334	31.0015814
ETG 2	1319.568	809.581	514.777	61.3519728	39.0110248
ETG 1	1403.88	1058.636	345.458	75.4078696	24.6073738
RDC	1426.3	1060.015	372.66	74.3192176	26.1277431
S.SOL	1431.834	1065.338	367.713	74.4037367	25.6812591
				69.3320436	29.1532047

Tableau V.2 : Justification de l’interaction voiles portiques dans le sens x-x

Sens Y-Y :

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Charges portiques	Voile %	Portique %
ETG 7	865.168	584.568	291.903	67.5669928	33.7394587
ETG 6	1049.086	684.797	317.835	65.2755827	30.2963723
ETG 5	1204.469	866.382	343.799	71.9306184	28.5436155
ETG 4	1332.447	1030.949	307.276	77.3726084	23.0610298
ETG 3	1436.776	1095.259	348.699	76.230324	24.2695451
ETG 2	1523.253	1359.843	167.056	89.2723008	10.9670554
ETG 1	1557.196	1351.606	209.654	86.7974231	13.4635589
RDC	1558.95	1353.07	214.952	86.7936752	13.7882549
S.SOL	642.81	381.35	289.166	59.3254616	44.9846767
				75.6183319	24.7903964

Tableau V.3 : Justification de l’interaction voiles portiques dans le sens y-y

Poids :

Niveau	Charge totales	Charges voiles	Charges portiques	Voile %	Portique %
ETG 7	1752.48	658.877	1093.602	37.5968342	62.4031087
ETG 6	6330.405	2595.056	3742.538	40.9935225	59.1200405
ETG 5	8326.587	2943.679	5411.048	35.3527682	64.9851854
ETG 4	10527.841	3830.786	6924.983	36.3871947	65.7778076
ETG 3	13129.096	4691.209	8465.593	35.7313938	64.4796336
ETG 2	15530.35	5063.528	10494.446	32.6040817	67.5737894
ETG 1	18018.814	5844.465	12201.791	32.4353479	67.7169485
RDC	20097.577	6554.037	13783.354	32.6110804	68.5821679
S.SOL	20592.506	6987.255	13790.279	33.9310572	66.9674638
				35.29369785	65.28957172

Tableau V.4 : Justification de l'interaction voiles portiques poids**Conclusion :**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs).

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**
(Formule 4.1, RPA 99)

Détermination des paramètres :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

—————→ **A = 0.15**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

On a : site meuble S3

Donc : **T₂ = 0.5 s**

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003)

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend **$\xi = 10 \%$**

D'où : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 1.38 s$$

✓ Poids de la structure : **W_t = 21806.67 KN**

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le Tableau 4-3 du RPA99 ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,

R = 3.5

✓ Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;

- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

On prend : $Q = 1.1$

Critères	Observé (Oui / Non)	Valeur des P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V.5 : critères du facteur de qualité.

✚ Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ Méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.1}{3.5} \times 20436.16$$

$$V = 1329.51 \text{ KN}$$

➤ Méthode modale spectrale :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : Select cases/combos... OK → OK On suit les étapes suivantes :

On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 1326.51 \text{ KN} \\ V_y = 1425.56 \text{ KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, 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.

Sens longitudinal :

$V_x = 1326.51 \text{ KN} > 0.8 V_x = 1063.61 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Sens transversal :

$V_y = 1425.56 \text{ KN} > 0.8 V_y = 1063.61 \text{ KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée

e) Vérification des déplacements relatif :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

h_e : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** → **result / déplacement / diaphragm center of mass displacement**

Pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (**Ex** ou **Ey**)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	Conclusion
TER	D8	EX	0.0254	3.5	0.0889	0.0049	0.0306	cv
ET6	D7	EX	0.024	3.5	0.084	0.007	0.0306	cv
ET5	D7	EX	0.022	3.5	0.077	0.0084	0.0306	cv
ET4	D6	EX	0.0196	3.5	0.0686	0.0105	0.0306	cv
ET3	D5	EX	0.0166	3.5	0.0581	0.0119	0.0306	cv
ET2	D4	EX	0.0132	3.5	0.0462	0.01295	0.0306	cv
ET1	D3	EX	0.0095	3.5	0.03325	0.007	0.0306	cv
RDC	D2	EX	0.0075	3.5	0.02625	0.02135	0.0408	cv
S.SOL	D1	EX	0.0014	3.5	0.0049	0.0049	0.0306	cv

Tableau V.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X

Sens Y-Y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$	$\Delta x=\delta_k-\delta_{k-1}$	1%He	conclusion
TER	D8	EY	0.0184	3.5	0.0644	0.0084	0.0306	cv
ET6	D7	EY	0.016	3.5	0.056	0.0084	0.0306	cv
ET5	D6	EY	0.0136	3.5	0.0476	0.00875	0.0306	cv
ET4	D5	EY	0.0111	3.5	0.03885	0.00875	0.0306	cv
ET3	D5	EY	0.0086	3.5	0.0301	0.00805	0.0306	cv
ET2	D4	EY	0.0063	3.5	0.02205	0.0077	0.0306	cv
ET1	D3	EY	0.0041	3.5	0.01435	0.0063	0.0306	cv
RDC	D2	EY	0.0023	3.5	0.00805	0.00735	0.0408	cv
S.SOL	D1	EY	0.0002	3.5	0.0007	0.0007	0.0306	cv

Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».
- K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_k : hauteur de l'étage « K »

Story	PK(KN)	h_k	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k	$V_k(m)$	θ_k	Δ_k	$V_k(m)$	θ_k
TER	2352.24	3.06	0.0049	278.41	0.013529179	0.0084	359.4	0.017966415
ET6	4675.46	3.06	0.007	522.51	0.020469458	0.0084	644.01	0.019929188
ET5	6998.69	3.06	0.0084	733.91	0.02617772	0.00875	866.37	0.023099362
ET4	9399.94	3.06	0.0105	916.08	0.035209475	0.00875	1050.17	0.025594821
ET3	11801.2	3.06	0.0119	1075.6	0.042667865	0.00805	1205.45	0.025754399
ET2	14202.45	3.06	0.01295	1210.21	0.04966505	0.0077	1333.34	0.026803509
ET1	16690.92	3.06	0.007	1319.97	0.028926296	0.0063	1437.59	0.023903657
RDC	19473.34	4.08	0.02135	1404.15	0.072571259	0.00735	1523.99	0.02301895
S.SOL	21806.97	3.06	0.0049	1431.83	0.024388131	0.0007	1559.03	0.00319976

Tableau V.8 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x et y-y

g) Vérification de l'effort normal réduit :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : effort normal dans les poteaux

B_c : section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- Poteau 40 × 40 (Sous-sol, RDC, 1^{er} étage)
- Poteau 35 × 35 (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage)
- Poteau 30 × 30 (5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage)

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces.**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que : $N_d = 1149.22\text{KN}$

➤ **Poteau 40×40 :**

$$V = \frac{1149.22}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.22 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

➤ **Poteau 35×35 :**

$$V = \frac{739.61}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.14 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 30×30 :**

$$V = \frac{339}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h) Vérifications de la stabilité au renversement : (article 4.41)

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 compte le poids total de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai »

Avec :

Moment stabilisant $M_s = W \cdot V$; où W est le poids total de la structure et V la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ($V_x = 8.50\text{m}$ et $V_y = 6.40\text{m}$)

Moment au renversement M_r (déduit du logiciel ETABS)

Poids total de la structure « W » :

$$W_{\text{total}} = W_{\text{superstructure}} + W_{\text{infrastructure}}$$

$$W_{\text{superstructure}} = 20436.16\text{KN} \text{ (Déduit d'ETABS)}$$

$$W_{\text{infrastructure}} = 3727.434\text{KN} \text{ (Calculé dans le chapitre 7)}$$

$$W_{\text{total}} = 24163.594\text{KN}$$

D'où :

$$M_{S-x} = 24163.594 \times 8.50 = 205390.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{S-y} = 24163.594 \times 6.40 = 154647.001 \text{ KN.m}$$

$$M_{R-x} = 36940,076 \text{ KN.m}$$

$$M_{R-y} = 39750,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{R-x} = 26082.357 \text{ KN.m} < 205390.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{R-y} = 28417.984 \text{ KN.m} < 154647.001 \text{ KN.m}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis au renversement et la condition de l'article **article 4 .41** du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Vérification des exigences de RPA

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

I - Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

❖ **Recommandation du RPA :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.008 = 12.8 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) → $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.008 = 9.8 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} ; 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×30) → $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.008 = 7.2 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.04 = 64 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) → $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.04 = 49 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} ; 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×30) → $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.04 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) → $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.06 = 96 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) → $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.06 = 73.5 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} ; 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×30) → $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.06 = 54 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

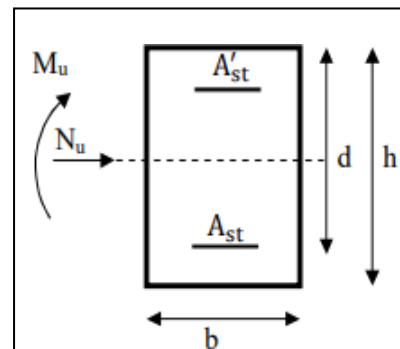


Figure 1 : schéma de ferrailage

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

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

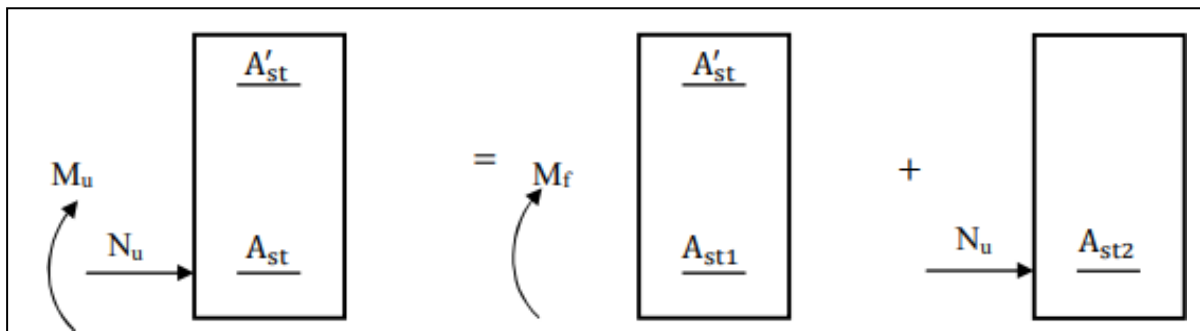


Figure 2 : Section partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

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

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ Armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$$

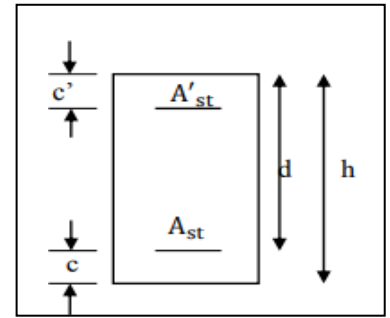


Figure 3 : Schéma de ferraillage.

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] bh^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \qquad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d-c')\sigma_{10}} \qquad A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol + RDC + 1^{er} étage : (poteaux 40×40)

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} + 4^{ème} étage (poteaux 35×35)

Zone III : 5^{ème} + 6^{ème} étage + 7^{ème} étage : (poteaux 30×30)

➤ **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (m)	A _{CNF} (cm ²)
ZONE I	N_{max}	-898.54	-0.95	0.001	4.39
	N_{min}	-591.37	6.552	0.011	4.39
	M_{3max}	-609.03	-11.702	0.019	4.4
	M_{2max}	-632.78	5.626	0.008	4.39
ZONE II	N_{max}	-564.8	3.67	0.006	4.39
	N_{min}	308.2	4.529	0.014	4.4
	M_{3max}	410.88	6.65	0.016	4.4
	M_{2max}	341.47	8.749	0.025	4.4
ZONE III	N_{max}	67.28	3.647	0.05	4.39
	N_{min}	-275.29	-2.518	0.009	4.39
	M_{3max}	71.5	-6.014	0.08	4.42
	M_{2max}	80.84	9.906	0.122	4.44

Tableau V-2 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS

Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC »

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.40\text{m}$; $h=0.40\text{m}$; $c=0.03\text{m}$

Les sollicitations : $N_{min} = 1239.64 \text{ KN}$ $M = -1.409 \text{ KN.m}$

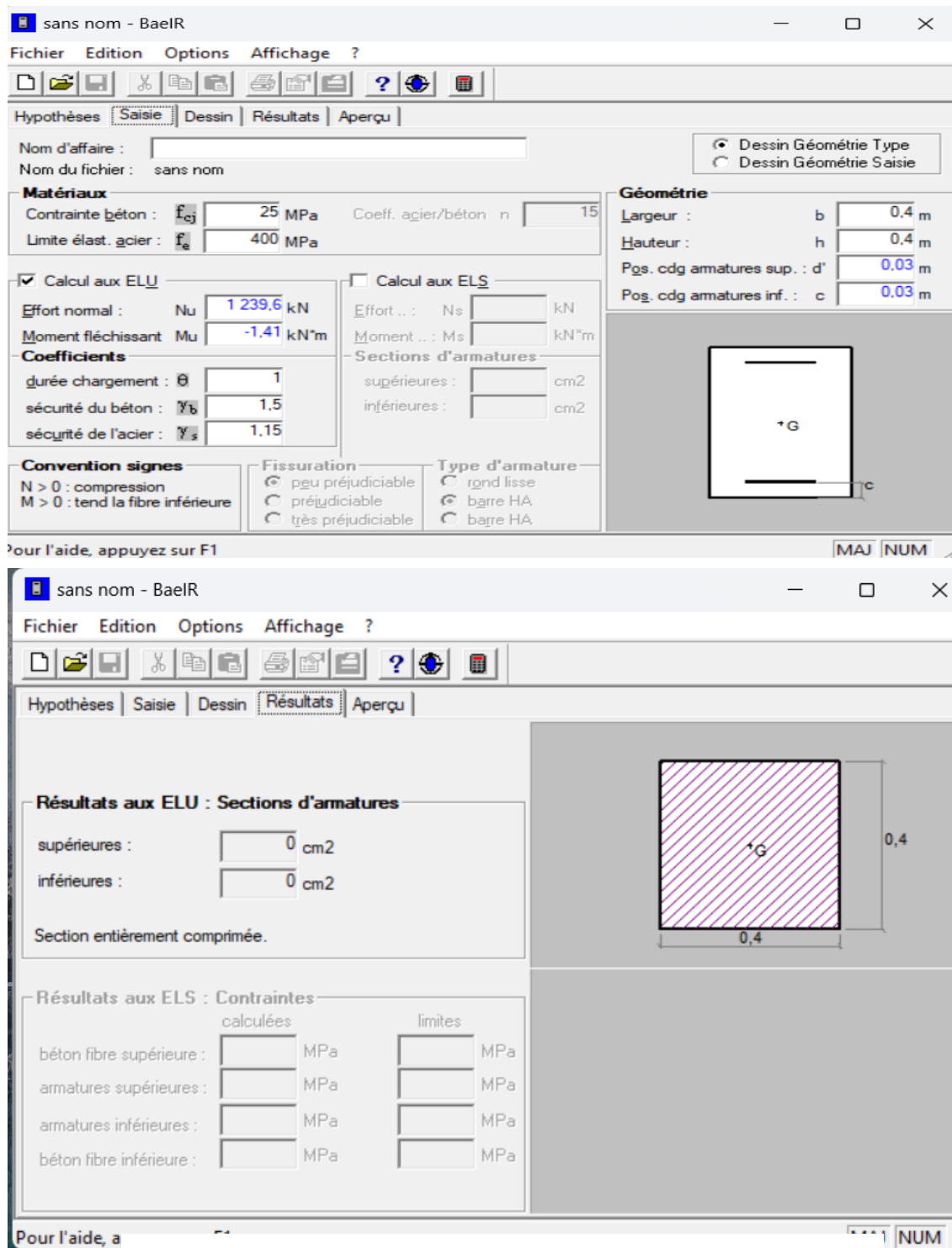


Figure 5 : affichage des résultats de Socotec.

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min}	A _{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²) A _{adopté}	
ZONE I	N _{max}	ELU	-1239.64	-1.409	SEC	0	0	12.8	4.39	8HA16	16.08
				1.15	SEC	0	0				
	N _{min}	0.8GEX	-225.88	-0.962	SEC	0	0		4.39		
				53.523	SPC	0	0.82				
M _{3max}	GQEX	-451.65	70.162	SEC	0	0	4.4				
M _{2max}	0.8GEY	-683.22	-38.175	SEC	0	0	4.39				
ZONE II	N _{max}	ELU	-775.81	2.304	SEC	0	0	9.8	4.39	8HA14	12.31
				-4.797	SEC	0	0				
	N _{min}	GQEY	-131.5	9.402	SEC	0	0		4.4		
				11.928	SEC	0	0				
M _{3max}	GQEY	-326.84	50.357	SPC	0	0.03	4.4				
M _{2max}	GQEY	-378.78	-37.821	SEC	0	0	4.4				
ZONE III	N _{max}	ELU	-376.65	-3.532	SEC	0	0	7.2	4.39	8HA14	12.31
				0.081	SEC	0	0				
	N _{min}	0.8GEY	-33.11	8.255	SPC	0	0.31		4.39		
				11.138	SPC	0	0.58				
M _{3max}	GQEX	-200.3	28.366	SPC	0	0.15	4.42				
M _{2max}	GQEY	-187.8	-29.583	SPC	0.43	0	4.44				

Tableau V-3 : Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau

- ❖ Vérification des recommandations exigées par le RPA : Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	A adopté (cm ²)	A min	Observation
40×40	8HA16 = 16.08	12.8	CV
35×35	8HA14 = 12.31	9.8	CV
30×30	8HA14 = 12.31	7.2	CV

Tableau V-4 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA

II. Vérifications à l'ELU :

✚ Longueur de recouvrement :

Pour HA12 : $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$

✚ Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Poteaux	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$
40×40	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 68\text{cm}$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
35×35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 35; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
30×30	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 30; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$

Tableau V-5 : délimitation des zones nodales

✚ Longueur d'ancrage :

Longueur de scellement :

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

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

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Pour l'ancrage rectiligne terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers haute adhérence.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales

➤ Espacement des armatures transversales :

Selon l'article 7.4.22 du RPA99 modifié 2003 ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq \text{Min} (10 \emptyset_1, 15\text{cm})$

En zone courante : $St \leq 15 \emptyset_1$

\emptyset_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit :

$$\text{En zone nodale : } St = 10\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } St = 15\text{cm}$$

➤ La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

• Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L0 (m)	Lf = 0.7 L0 (m)	$\lambda = Lf/a$	Coefficient correcteur ρ
(40×40)	408	2.856	7.14	2.5
	306	2.142	5.355	2.5
(35×35)	306	2.142	6.12	2.5
(30×30)	306	2.142	7.14	2.5

Tableau V-6 : Des valeurs de l'élancements géométrique λ_g

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)	Effort tranchant Max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC+ 1er étage	Zone I (40×40)	9.92	6.99
Du 2ème au 4ème étage	Zone II (35×35)	8.32	6.07
Du 5ème au 7ème étage	Zone III (30×30)	9.65	7.04

Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 9.92$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 9.92}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 15.5 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 9.92}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 23.25 \text{ cm}^2$$

Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 8.32 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.32}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 14.85 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.32}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 22.28 \text{ cm}^2$$

Poteau (30×30) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 9.65 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 9.65}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 20.10 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 9.65}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 30.15 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :**

$A_t = b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	Hauteur	Lf	λ_g	At (cm ²)		Aadopté (cm ²)	Obs
				Zone courante St=	Zone nodale St=		
(40×40)	408	2.856	7.14	1.8	1.2	2.01	CV
	306	2.142	5.355	1.8	1.2	2.01	CV
(35×35)	306	2.142	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
(30×30)	306	2.142	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

Tableau V-7 : quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{chois}}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 de section transversales ($4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi l_1$

- ✓ Poteaux (40 × 40) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (35 × 35) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux (30 × 30) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

T_u^{max} : effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Poteaux	Vu	b	d	λg	ρd	τ_b	τ	Vérification
(40×40) sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	9.92	40	37	7.14	0.075	0.006	1.875	CV
	9.92	40	37	5.355	0.075	0.006	1.875	CV
(35×35) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	8.32	35	32	6.12	0.075	0.007	1.875	CV
(35×35) 5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	9.65	30	27	7.14	0.075	0.01	1.875	CV

Tableau V.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

- ✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

- ✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment	État des contraintes	σ_s béton	σ_i béton	σ^{ad} béton	σ_s acier	σ_i acier	σ^{ad} Acier	Observation
S-sol ; RDC et 1 ^{er} (40x40)	N _{max}	-898.54	-0.95	SEC	4.96	5.11	15	74.6	76.5	348	CV
			0.83	SEC	5.1	4.97	15	76.3	74.7	348	CV
	N _{min}	-591.37	-6.552	SEC	2.83	3.8	15	43.3	56.1	348	CV
			0.364	SPC	3.34	3.29	15	50.1	49.4	348	CV
	M _{2max}	-609.03	11.702	SEC	4.28	2.55	15	62.6	39.8	348	CV
M _{3max}	-632.78	5.626	SEC	3.96	3.13	15	58.7	47.7	348	CV	
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} et 4 ^{ème} (35x35)	N _{max}	-564.8	1.682	SEC	4.34	3.96	15	64.7	59.8	348	CV
			-3.67	SEC	3.76	4.55	15	57.2	67.3	348	CV
	N _{min}	-308.2	-4.529	SEC	1.76	2.77	15	27.4	40.5	348	CV
			2.067	SEC	2.5	2.03	15	37	31	348	CV
	M _{2max}	-410.88	6.65	SPC	3.77	2.27	15	54.9	35.7	348	CV
M _{3max}	-341.47	8.749	SEC	3.49	1.53	15	50.3	25	348	CV	
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} et 7 ^{ème} (30x30)	N _{max}	-67.28	2.615	SEC	1.09	0.21	15	15.3	4.22	348	CV
			3.647	SEC	1.17	0.13	15	16.2	3.3	348	CV
	N _{min}	-275.29	-2.518	SPC	2.23	3.08	15	34.6	45.2	348	CV
			0.095	SPC	2.67	2.64	15	40.1	39.7	348	CV
	M _{2max}	-71.5	-6.014	SPC	0	1.76	15	-4.18	23.6	348	CV
M _{3max}	-80.84	9.906	SPC	2.75	0	15	35.5	-21.5	348	CV	

Tableau V-9 : Vérification des contraintes

II- ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

❖ **Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**

✚ **Armatures longitudinales :**

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

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

Poutres de secondaire : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

	A minimal (cm ²)		A maximal (cm ²)	
	0.5 bh	4 bh	6 bh	
Poutres principales (30X35)	5.25	42	63	
Poutres secondaires (25X30)	3.75	30	45	

Tableau V.10 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

✚ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **St max = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

✚ Calcul du ferraillage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :

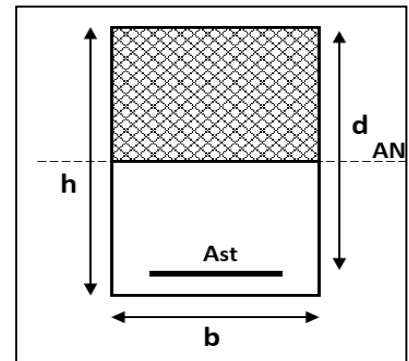


Figure 7 : Section simplement armée

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

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

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$

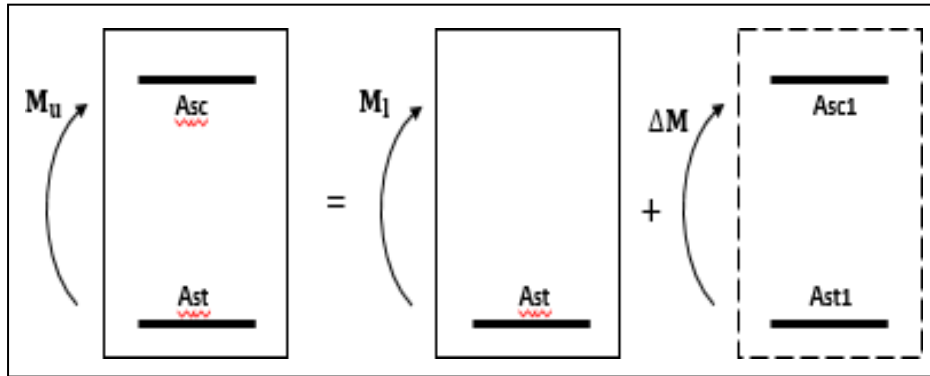


Figure 5.9 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillasses se fait par un calcul automatique à l’aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Ferraillage des poutres principales :

Poutres principales		Combinaison	Mmax (KN.m)	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	A _{CNF} (cm ²)	A adopté (cm ²)
P.P Loin de voile	Appuis sup	GQEX	-91.428	7.59	3HA14(fil)+2HA14(chap)	1.16	7.7
	Appuis inf	GQEX	62.897	5.09	3HA12(fil)+2HA12(chap)	1.16	5.65
	En travée	ELU	39.581	3.14	3HA12(fil)+2HA12(chap)	1.16	5.65
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEX	-81.474	6.7	3HA14(fil)+2HA12(chap)	1.16	6.88
	Appuis inf	GQEX	62.922	5.09	3HA12(fil)+2HA12(chap)	1.16	5.65
	En travée	ELU	12.67	1.14	3HA12(fil)+2HA12(chap)	1.16	5.65

Tableau V.11: Ferraillage des poutres principales a l’ELU.

✚ Ferraillage des poutres secondaires :

Poutres secondaires		Combinaison	Mmax (KN.m)	Ast(cm ²)	Ferraillage	A CNF (cm ²)	A adopté (cm ²)
P.S Loin de voile	Appuis sup	GQEX	-50.585	4.93	3HA12(fil)+2HA12(chap)	0.81	5.65
	Appuis inf	GQEX	48.64	4.73	3HA12(fil)+2HA12(chap)	0.81	5.65
	En travée	ELU	23.919	2.63	3HA14(fil)	0.81	4.62
P.S intermédiaire Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEX	-93.082	9.78	3HA16(fil)+3HA14(chap)	0.81	10.65
	Appuis inf	GQEX	77.082	7.86	3HA16(fil)+2HA14(chap)	0.81	9.11
	En travée	ELU	27.905	2.63	3HA16(fil)	0.81	6.03
P.S de rive Adhérent aux voile	Appuis sup	GQEX	-139.145	16.31	3HA20 (fil) +3HA20 (chap)	0.81	18.85
	Appuis inf	GQEX	138.238	16.16	3HA20 (fil) +3HA20 (chap)	0.81	18.85
	En travée	ELU	31.035	3.47	3HA16 (fil)	0.81	6.03

Tableau V.12 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU.

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Poutre	Localisation	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
P.P Loin de voile	Appuis sup	7.7	5.25	CV
	Appuis inf	5.65		
	En travée	5.65		
P.P Adhérent aux voile	Appuis sup	6.88	5.25	CV
	Appuis inf	5.65		
	En travée	5.65		

P.S Loin de voile	Appuis sup	5.65	3.75	CV
	Appuis inf	5.65		
	En travée	4.62		
P.S intermédiaire Adhérent aux voile	Appuis sup	10.65	3.75	CV
	Appuis inf	9.11		
	En travée	6.03		
P.S de rive Adhérent aux voile	Appuis sup	16.68	3.75	CV
	Appuis inf	16.68		
	En travée	6.03		

Tableau 5.13 : Vérification de la condition de non fragilité

Vérifications à l'ELU :✚ Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre	Tu max ELU	Tu max ELS	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	104.13	-73.42	1.08	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	-39.73	-28.09	0.41	3.33	CV
P.S Non reliées aux voiles	19.97	14.56	0.29	3.33	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaire	30.21	21.97	0.32	3.33	CV
P.S reliées aux voiles de rive	55.88	40.34	0.82	3.33	CV

Tableau 5.14 : Vérification au cisaillement.

 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section (30} \times \text{35) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$\text{Section (25} \times \text{30) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	T_u^{\max} (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	104.13	576	CV
P.P reliées aux voiles	-39.73	576	CV
P.S Non reliées aux voiles	19.97	405	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaire	30.21	405	CV
P.S reliées aux voiles de rive	55.88	405	CV

Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{244.92 \text{ mm}}$$

- Poutres principales adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{188.4 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires non adhérentes au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 12) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{188.4 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile : (intermédiaire)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (2 \times \pi \times 14) = \mathbf{238.64 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile : (de rive)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 16) + (2 \times \pi \times 14) = \mathbf{238.64 \text{ mm}}$$

Poutre	Tu max	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	104.13	1.47	3.15	CV
P.P reliées aux voiles	-39.73	0.73	3.15	CV
P.S Non reliées aux voiles	19.97	0.43	3.15	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaire	30.21	0.52	3.15	CV
P.S reliées aux voiles de rive	55.88	0.96	3.15	CV

Tableau V.16 : l'adhérence et l'entraînement des barres

✚ Ancrage des barres :

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

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

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22 \text{ cm}$

✚ Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 8.5 \text{ mm}$$

✚ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

• **Poutre principale :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

• **Poutre secondaire :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✚ **Définition de la zone nodale et courante :**

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = \mathbf{70 \text{ cm}}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = \mathbf{60 \text{ cm}}$

- Zone courante :

$L \text{ courante} = L \text{ nue d'appuis} - 2L'$

✚ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutres	At (cm ²)		A (cm ²)	Obs
	Zone courante St=	Zone nodale St=		
Poutres principales	0.72	0.9	2.01	CV
Poutres secondaires	0.525	0.75	2.01	CV

Tableau V.17 : Armatures transversales minimales.

Vérification à l'ELS :

✚ Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

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

Poutres principales :

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>ρ</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	28.001	5.56	0.580	0.887	29.56	177.42	6	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-48.44	7.7	0.814	0.871	23.76	241.51	10.165	15	348	CV

Tableau V.17 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>ρ</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	9.202	5.56	0.580	0.887	29.56	58.30	1.97	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-18.47	6.88	0.719	0.877	25.65	95.65	3.72	15	348	CV

Tableau V.18: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

Poutres secondaires :

<i>Position</i>	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	13.405	4.62	0.690	0.879	26.32	122.25	4.64	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-20.516	5.56	0.831	0.870	23.46	157.08	6.69	15	348	CV

Tableau V.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.

<i>Position</i>	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	16.315	4.62	0.690	0.879	26.32	148.79	5.65	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-26.96	10.65	1.560	0.837	15.67	112.01	7.14	15	348	CV

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles

III – Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

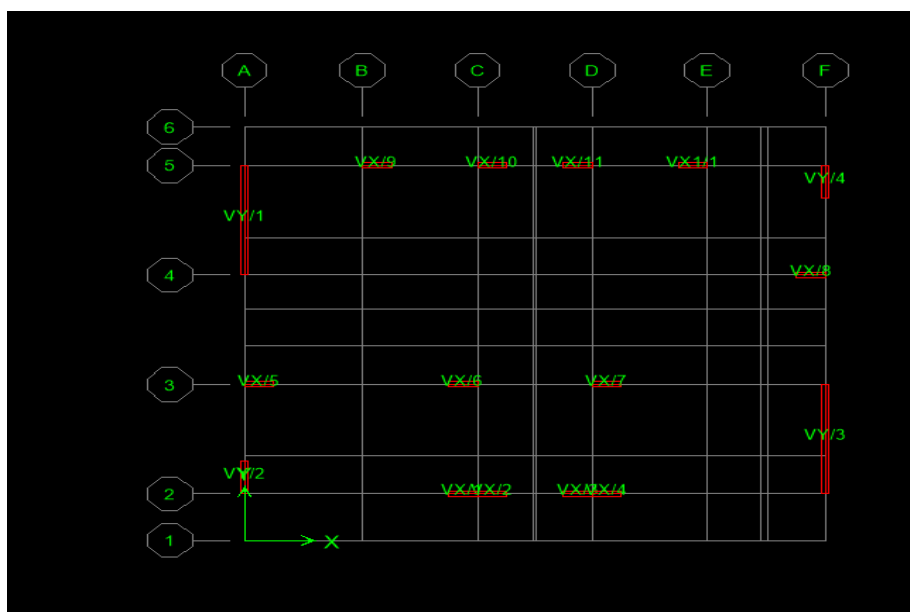


Figure : la disposition des voiles

❖ Recommandation du RPA :**Aciers verticaux :**

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 0.2%

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

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 les efforts importants de compressions 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 (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile, 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 15cm.

Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0.15% B

En zone courante : 0.10% B_c

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e_p$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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 L/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

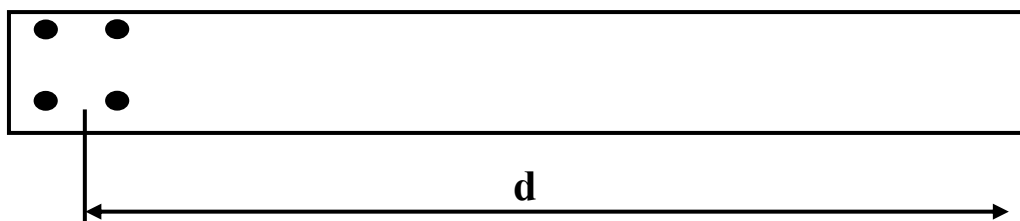
Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

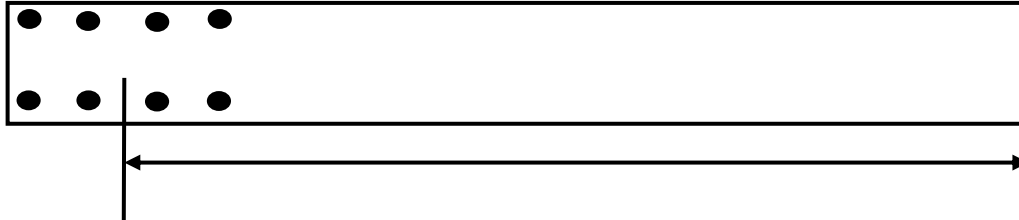
Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

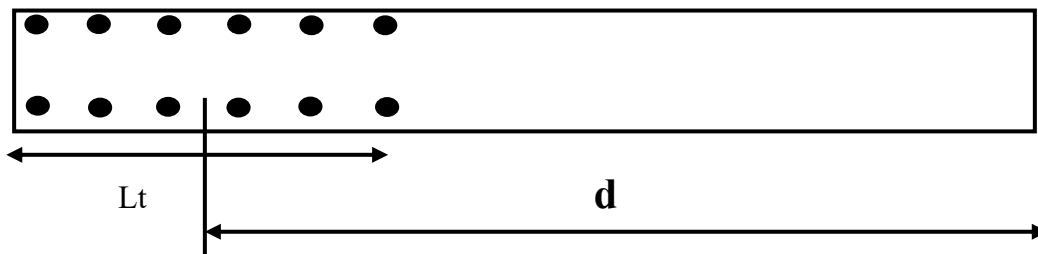
- ✚ **Cas 01** : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- ✚ **Cas 02 :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $L/10$.



- ✚ **Cas 03 :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec : $\frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

B : Section du voile

I : Moment d'inertie

Y : Bras de levier $y = L/2$

Armatures verticales :

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol + RDC + 1^{er} étage.

Zone II : ; 2^{ème} + 3^{ème} + 4^{ème} étage.

Zone III : 5^{ème} + 6^{ème} étage + 7^{ème} étage.

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

- **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

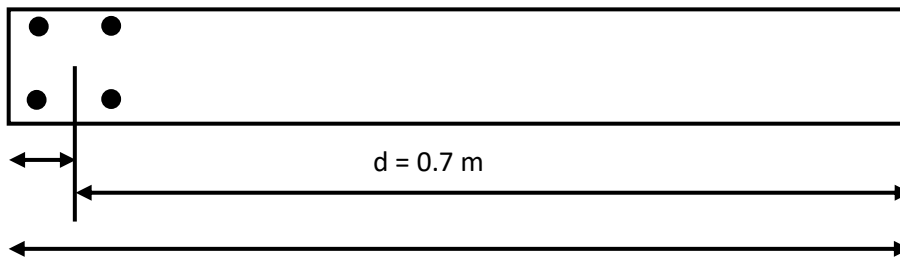
$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Exemples de calcul :

ep = 15cm; l = 0.8 m c = 5cm

Cas 01 : d = 1 - (5 - 10/2) = 70cm = 0.7m



$$M_{cor} = 75.514 \text{ KN.m}$$

$$N_{max} = 582.69 \text{ KN}$$

$$e_u = \frac{75.514}{582.69} = 0.129 \text{ m} \leq \left(\frac{0.7}{2} - 0.05 \right) = 0.3 \text{ m}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0.171 \text{ m}$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{582.69 \times 10^3 \times 18}{(70 - 10) \times 400} = 415 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_i} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_s} = \frac{582.69 \times 10}{400} - 4.15 = 10.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_s} = 10.41 \text{ cm}^2$$

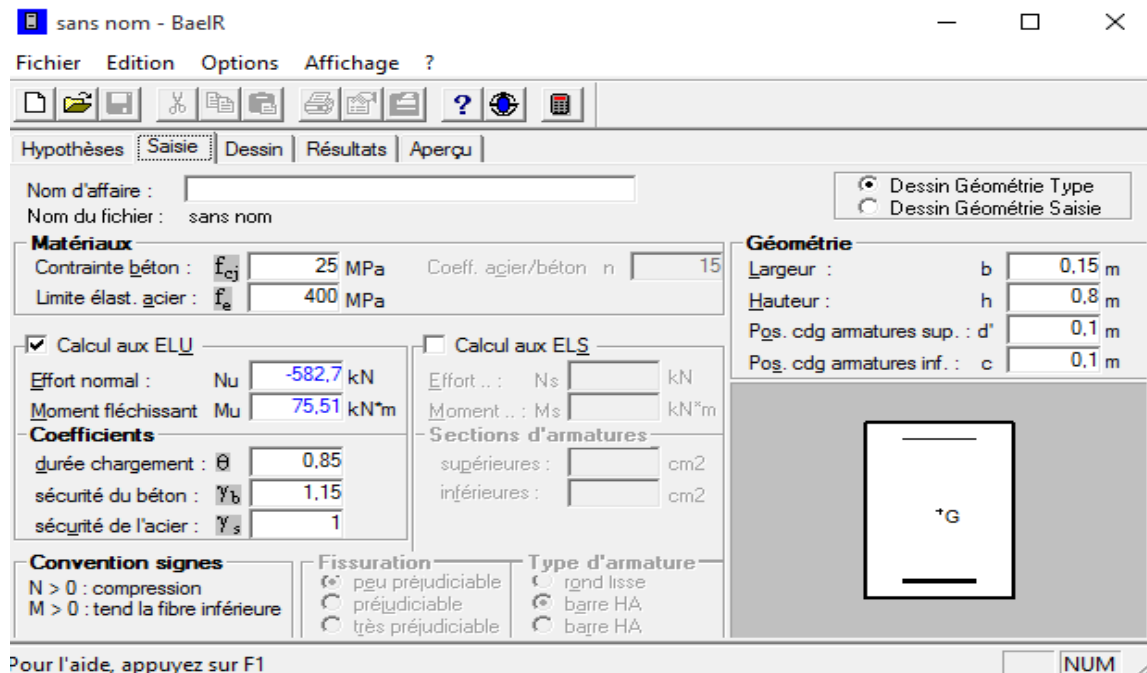
Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

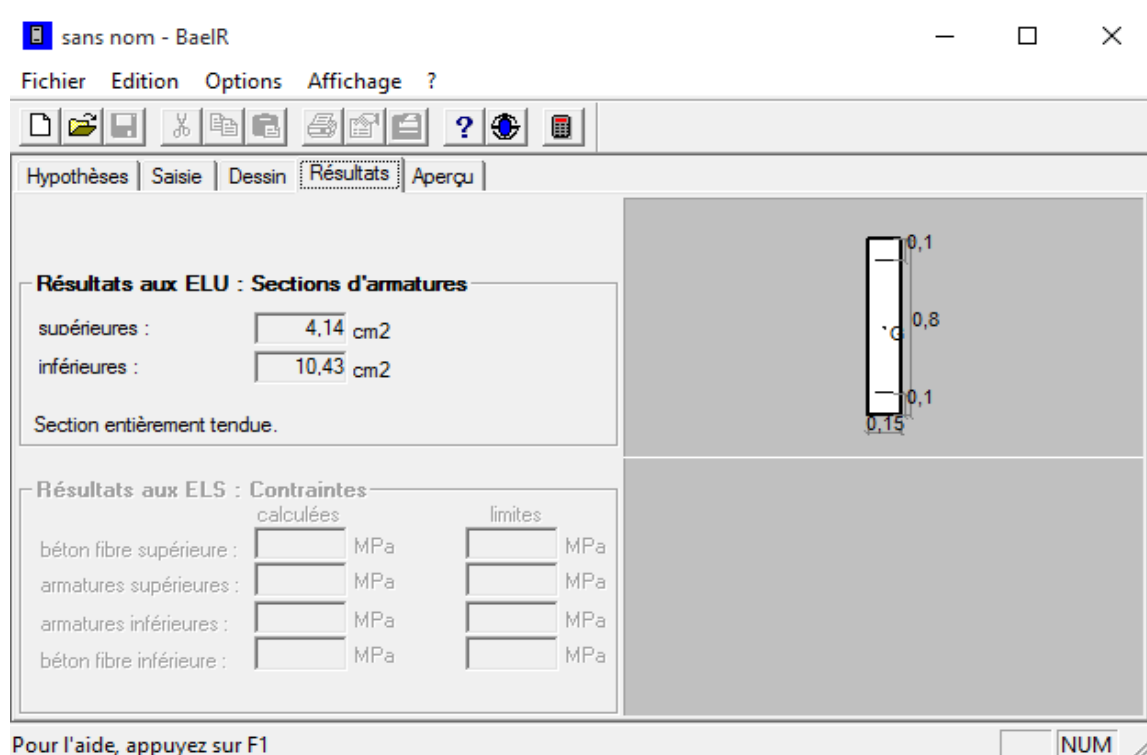
Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$$B = 0.15 \text{ m} ; h = 0.8 \text{ m} ; c = d' = 0.1 \text{ m} ;$$

Situation accidentelle Les sollicitations : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$



Calcul des armatures verticales dans la zone courante :



$$L_c = [L (0.05 + 0.1) \times 2] = 0.8 - 0.3 = 0.5 \text{ m}$$

Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

Avec : B_c : la section de la zone courante $\longrightarrow B_c = 0.5 \times 0.15 = 0.075 \text{ m}^2$

$$A_c = 0.001 \times 0.075 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA8 avec un espacement de : **15cm**

$$A_{c \text{ adopté}} = 2 \times (3HA10) = 4.71 \text{ cm}^2$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile :

Soit : **En zone nodale : $St = 10\text{cm}$**

En zone courante : $St = 15\text{cm}$

Remarque :

On remarque que les sections d'armatures trouvées manuellement sont les mêmes que celles données par « SOCOTEC », donc pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utiliser ce dernier. L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux.

Armatures verticales :

Voile 0.8m :

	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Ep	Obs	A_{tendue}(cm²)	A_{cnf}(cm²)	At adopté (cm²)	Ac (cm²)	Ac adopté (cm²)
ZONE I	Nmax = 582.69	Mcor = 75.514	0.8GEX	0.15	SET	4.14	3.15	(4HA14)	0.75	(4HA10)
	Nmin = -1197.2	Mcor = -235.825	GQEX		SEC	0	3.12			
	Ncor = -449.68	Mmax = 261.107	GQEX		SET	5.4	3.12			
ZONE II	Nmax = 40.81	Mcor = 88.447	0.8GEX	0.15	SPC	0	3.11	(4HA12)	0.75	(4HA10)
	Nmin = -663.05	Mcor = -1.986	ELU		SEC	0	3.12			
	Ncor = -307.75	Mmax = 166.3	GQEX		SPC	2.47	3.13			
ZONE III	Nmax = 86.02	Mcor = 68.009	0.8GEX	0.15	SPC	3.68	3.11	(4HA12)	0.75	(4HA10)
	Nmin = -374.29	Mcor = 2.298	ELU		SEC	0	3.14			
	Ncor = -169.19	Mmax = 128.683	GQEX		SPC	0	3.23			

Tableau V-21 : Ferraillage des V.0.8 dans les différentes zones

Armatures horizontales : $A_H = \frac{A_v}{4}$

	Av adoptée (cm ²)	AH (cm ²)	AH adoptée (cm ²)
Zone I	4HA14+8HA10=10.77	2.69	14HA8=12.31
Zone II	4HA12+8HA10=10.77	2.69	14HA8=12.31
Zone III	4HA12+8HA10=10.77	2.69	14HA8=12.31

Tableau V-22 : Armatures horizontales adoptées pour V0.8 dans les différentes zones

Voile 1.2m :

	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Ep	Obs	Atendue(cm ²)	Acnf (cm ²)	At adopté (cm ²)	Ac (cm ²)	Ac adopté (cm ²)
ZONE I	Nmax = -165.38	Mcor = 2.352	0.8GEX	0.15	SEC	0	4.9	(4HA14)	1.35	(6HA10)
	Nmin = -759.96	Mcor = 0.84	ELU		SET	1.26	4.9			
	Ncor = -449.48	Mmax = 258.882	GQEY		SET	0.55	4.9			
ZONE II	Nmax = -88.58	Mcor = 52.828	0.8GEX	0.15	SPC	0.02	4.9	(4HA14)	1.35	(6HA10)
	Nmin = -584.48	Mcor = -0.181	ELU		SEC	0	4.9			
	Ncor = -312.16	Mmax = 119.052	GQEX		SEC	0	4.9			
ZONE III	Nmax = -0.68	Mcor = 70.145	0.8GEX	0.15	SPC	1.61	4.92	(4HA14)	1.35	(6HA10)
	Nmin = -320.1	Mcor = 12.252	ELU		SEC	0	4.9			
	Ncor = -17.66	Mmax = 78.132	GQEY		SPC	1.56	4.94			

Tableau V-23 : Ferraillage des V1.2 dans les différentes zones.

	Av adoptée (cm ²)	AH (cm ²)	AH adoptée (cm ²)
Zone I	4HA14+12HA10=20.16	4.66	14HA8=12.31
Zone II	4HA12+12HA10=13.94	4.66	14HA8=12.31
Zone III	4HA12+12HA10=13.96	4.66	14HA8=12.31

Tableau V-24 : Armatures horizontales adoptées pour V.1.2 dans les différentes zones

Voile 4m :

	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	Ep	Obs	Atendue (cm ²)	Acnf (cm ²)	At adopté (cm ²)	Ac (cm ²)	Ac adopté (cm ²)
ZONE I	Nmax = 582.69	Mcor = 75.514	0.8GEX	0.15	SET	6.79	17.37	(23HA10)	5.55	0
	Nmin = -1950.8	Mcor = 152.21	ELU		SEC	0	17.38			
	Ncor = -1293.3	Mmax = 4861.9	GQEX		SET	18.53	17.37			
ZONE II	Nmax = -317.07	Mcor = 60.661	0.8GEX	0.15	SEC	0	17.37	0	5.55	(23HA10)
	Nmin = 1408.55	Mcor = 7.249	ELU		SEC	0	17.37			
	Ncor = -590.91	Mmax = 2186.85 4	GQEX		SPC	7.23	17.37			
ZONE III	Nmax = -57.29	Mcor = 70.145	0.8GEX	0.15	SEC	0	17.37	0	5.55	(23HA10)
	Nmin = -750.68	Mcor = 9.749	ELU		SEC	0	17.37			
	Ncor = -483.7	Mmax = 668.323	GQEX		SEC	0	17.37			

Tableau V-25 : Ferraillage des V.4 dans les différentes zones

	Av adoptée (cm ²)	AH (cm ²)	AH adoptée (cm ²)
Zone I	46HA10=36.14	8.87	14HA8=12.31
Zone II	46HA10=36.14	8.87	14HA8=12.31
Zone III	46HA10=36.14	8.87	14HA8=12.31

Tableau V-26 : Armatures horizontales adoptées pour V.4 dans les différentes zones

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

• **Armatures de couture :**

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

✚ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Zone	A adoptée (cm ²)			A min (cm ²)			Observation
	Vx/1	Vy/1	Vy/2	Vx/1	Vy/1	Vy/2	
Zone I	10.77	18.66	35.49	1.8	2.7	9	cv
Zone II	10.77	18.66	35.49				cv
Zone III	10.77	16.33	18.66				cv

Tableau V.27 : Vérification des sections adoptées selon le RPA

✚ **Vérification au cisaillement :**

Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)			τ_u (Mpa)			$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation
	Vx/1	Vy/1	Vy/2	Vx/1	Vy/1	Vy/2		
Zone I	115.9	91.05	693.74	0.21	0.56	1.28	5	cv
Zone II	105.9	54.27	490.4	0.98	0.335	0.9		cv
Zone III	74.12	52.49	264.19	0.68	0.324	0.48		cv

Tableau V-28 : Vérification des contraintes de cisaillement selon l'RPA

Selon l'art A.5.1.1BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}}$$

Zone	Effort tranchant (KN)			τ_u (Mpa)			$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
	Vx/1	Vy/1	Vy/2	Vx/1	Vy/1	Vy/2		
Zone I	115.9	91.05	693.74	0.21	0.56	1.28	4.75	cv
Zone II	105.9	54.27	490.4	0.98	0.335	0.9		cv
Zone III	74.12	52.49	264.19	0.68	0.324	0.48		cv

Tableau V.28 : Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL

 Vérification des contraintes dans le béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée

Zone	N_s (KN)			σ_b (Mpa)			$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
	Vx/1	Vy/1	Vy/2	Vx/1	Vy/1	Vy/2		
Zone I	-659.24	-402.35	-1003.99	2.86	1.64	1.64	15	cv
Zone II	-484.64	242.1	-588.66	2.67	2.04	0.96		cv
Zone III	-273.56	-232.84	108.47	1.5	0.94	0.17		cv

Tableau V.29 : Vérification des contraintes dans le béton.

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

VII. 1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où parades éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

- **Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est :

$$s_{\text{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

VII. 2. Choix et type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

Ce choix doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)

- Facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

1) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N max qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

($A \times B$) Dimension de la semelle

($a \times b$) Dimension du poteau

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{40}{40} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}}$$

$$N_s = 899.39$$

$$A \geq 2.12$$

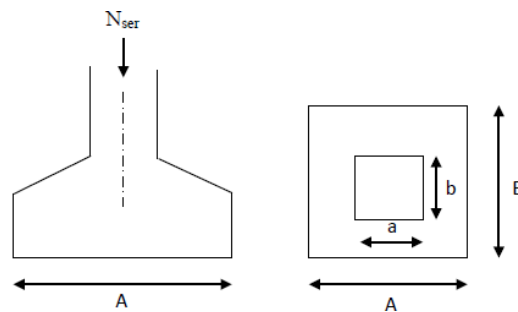


Figure VII-1 : Schéma de la semelle isolée.

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

2) Semelles filantes :

➤ Prédimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{sol} > \frac{N_s}{S}$$

- N_s : effort normal à la base du voile
- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

• **Sens longitudinale :**

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	n voile	L (m)	B (m)	S=BxL
VX/1	200	659.24	12	0.8	4.12	39.55

Tableau VII-1-Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

• **Sens transversale :**

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	n voile	L (m)	B (m)	S=BxL
VY/1	200	1425.78	2	4	1.78	14.25
VY/2	200	53.23	2	1.2	2.3	5.53
						19.78

Tableau VII-2-Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$$S_v = 59.33m^2$$

➤ **Prédimensionnement des semelles filantes sous les poteaux :**

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = (40\text{cm}; 30\text{cm})$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

POT	Ni	ei	Niei	Mi
1 (c1)	782.01	-6	-4692.06	-1.226
2 (c8)	866.08	-2	-1732.16	-3.52
3 (c17)	899.39	2	1798.78	-0.948
4 (c20)	549.01	6	3294.06	10.237
	3096.49		-1331.38	4.543

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

- **Détermination des coordonnées de la structure :**

$$e = \frac{-1331.38 + 4.543}{3096.49} = -0.428$$

- **Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire**

$$e = -0.428 < \frac{L}{6} = 2\text{m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

- **Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :**

$$q_{\min} = \frac{3096.49}{12} \left(1 - \frac{6 \times (-0.428)}{12}\right) = 313.261$$

$$q_{\max} = \frac{3096.49}{12} \left(1 + \frac{6 \times (-0.428)}{12}\right) = 202.82$$

$$q_{L/4} = \frac{3096.49}{12} \left(1 - \frac{3 \times (-0.428)}{12}\right) = 230.43$$

- **Détermination de la largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{230.43}{200} = 1.152\text{m}$$

on prend : **B = 1.20 m**

- **La surface totale occupée par les semelles filantes :**

$$S_t = n \times S_p + S_v$$

$$S_t = 4(12 \times 1.2) + 59.33$$

$$S_t = \mathbf{116.93 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 12 \times 16.2 = \mathbf{194.4 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{semelles}} > \mathbf{50\%} S_{\text{bâtiment}}$$

- **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

VII. 3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général présente les avantages suivants

- Une bonne répartition de charge
- Évite les tassements différentiels importants
- Faciliter le coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité de l'exécution.

1) Prédimensionnement du radier :

- **Epaisseur de tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

L_{\max} : portée maximale, $L_{\max} = 4\text{m}$

$h_t \geq 20 \text{ cm}$ On opte pour **$h_t = 25 \text{ cm}$**

- **Hauteur des nervures :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } \mathbf{h_n = 45 \text{ cm}}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ Mpa}$).

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E = 10818,86 \text{ MPa}$).

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,77$$

On prend **$h = 80 \text{ cm}$**

- **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \longrightarrow 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend **$b_n = 45 \text{ cm}$**

- **Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur 4 appuis})$$

$$8 \text{ cm} \leq h_d \leq 10 \text{ cm}$$

On prend **$h_d = 15 \text{ cm}$**

- **Conclusion :**

On optera pour les dimensions suivantes :

- Hauteur du tablier **$h_t = 25 \text{ cm}$**
- Hauteur de la nervure **$h_n = 80 \text{ cm}$**
- Largeur de la nervure **$b_n = 45 \text{ cm}$**
- Hauteur de la dalle flottante **$h_d = 15 \text{ cm}$**

2) Détermination de la surface du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u = 32444,7 \text{ KN}$$

$$N_s = 23599,58 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{32444.7}{1.33 \times 200} = 121.972 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{23599.58}{200} = 117.997 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 121.972 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 194.4 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 121.972 \text{ m}^2$$

Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

- **Débord minimum :**

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = (40 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On opte pour : $h_{\text{deb}} = 40 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = (16.2 \times 12) \times 0.4 = 77.76 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} + S_{\text{deb}} = 199.732 \text{ m}^2$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**

Charges permanentes : $G_{\text{total}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}}$

- ❖ **Poids du radier :**

$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{Poids du remblai} + \text{Poids des nervures} + \text{Poids de la dalle flottante}$

Poids du tablier : $S_{\text{radier}} \times h_t \times \rho_b = 199.732 \times 0.25 \times 25 = 1248.325 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 199.732 \times 0.15 \times 25 = 748.995 \text{ KN}$

Poids des nervures : $b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b = (0.45 \times (0.8 - 0.20)) \times (12 \times 6) \times 25 = 486 \text{ KN}$

Poids du remblai : $((S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_t)) \times \text{poids volumique remblai} = (199.732 - 77.76) \times (0.8 - 0.20) \times 17 = 1244.114 \text{ KN}$

$$G_{\text{radier}} = 3727.434 \text{ KN}$$

- ❖ **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{batiment}} = 19697.81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 3727.334 + 19697.81 = 23425.244 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations : $Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}}$

$$Q_{\text{batiment}} = 3901.78 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 199.732 \times 2.5 = 499.33 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 3901.78 + 499.33 = 4401.11 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

- ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 38225.744 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = G + Q = 27826.55 \text{ KN}$

3) Vérifications :

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_U = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{32444.7 \times 1}{199.732} \times \frac{4}{2} = 324.882 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{324.882 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.44 \text{ MPa}$$

1.44 MPa < 2.5 MPa Condition Vérifiée.

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et a un moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : hauteur du radier (1m)

- **Centre de gravité du radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \times V(V: X_G \text{ ou } Y_G)$$

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.1 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_X = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)] = 2332.8 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum [I_y + S_i(Y_i - Y_G)] = 4251.528 \text{ m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

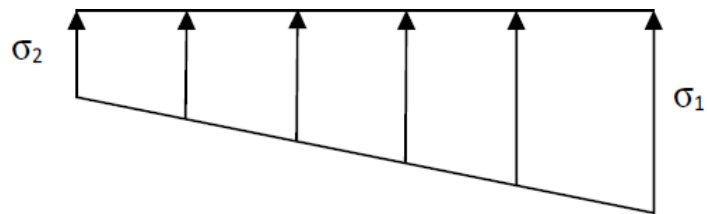
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que : $\sigma \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$

Avec :

	M (KN.m)	ELU			ELS			1.3σsol	Obs
		σ1 (KN/m²)	σ2 (KN/m²)	σm (KN/m²)	σ1 (KN/m²)	σ2 (KN/m²)	σm (KN/m²)		
Sens X	27222.805	243.249	139.52	217.316	191.184	87.455	165.251	260	cv
Sens Y	29479.192	267.206	115.564	229.295	215.14	63.498	177.229	260	cv

Tableau VII.4 : Récapitulatif des contraintes



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V(V:X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

M₀ Tiré à partir du logiciel

$$M_{0x} = 28417.984 \text{ KN.m}$$

Figure VI. 2 : Diagramme des contraintes

$$M_{0y} = 26082.357 \text{ KN.m}$$

$$V_{0x} = 1326.51 \text{ KN}$$

$$V_{0y} = 1425.56 \text{ KN}$$

$$N_u = 38225.744 \text{ KN}$$

$$N_s = 27826.55 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

- **Vérification pour les poteaux :**

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à **1240.78 KN**

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 100cm

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,40 + 0,40 + 2 \times 1) \times 2 = 5.6 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 5.6 \times 25000 = 6300 \text{ KN}$$

$$N_u = 1240.78 \text{ KN} < 6300 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 1 ml du voile

$e = 15 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ ml}$

$$N_u = \mathbf{1950.81 \text{ KN}}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,15 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.3 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} = 0.045 \times 6.3 \times 25000 = 7087.5 \text{ KN}$$

$$N_u = 1950.81 \text{ KN} < 7087.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) **Ferraillage du radier :**

Le ferraillage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables

- **1.35G + 1.5Q → à l'ELU.**
- **G + Q → à l'ELS.**
- **G + Q ± E → RPA99 révisé 2003.**
- **0.8G ± E → RPA99 révisé 2003.**

• **Ferraillage de la dalle :**

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU, sera vérifié ainsi à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 229.295 - \frac{3727.434}{199.732} = 210.632 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 177.229 - \frac{3727.434}{199.732} = 158.566 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau ci dessous :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{3.25}{4} = 0.812$$

$$0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

- **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 210.632 \text{ KN/ml}, \nu = 0$$

$$\rho = 0.812 \rightarrow \mu_x = 0.0553 ; \mu_y = 0.613$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l^2 = 0.0553 \times 210.632 \times (3.25)^2 = 123.031 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.613 \times 123.031 = 75.418 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0,75M_x** ou **0,75M_y**

Moment sur appuis : **0,5 M_x** ou **0,5 M_y**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont

l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : **0.85M_x** ou **0.85M_y**

Moment sur appuis : **0.3M_x** ou **0.3M_y** **→ appuis de rive**

0.5 M_x ou **0.5 M_y** **→ appuis intermédiaire**

En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 123.031 = 92.273 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 75.418 = 56.563 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^t = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 123.031 = -61.515 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 56.563 = -28.281 \text{ KN.m}$$

5) Ferrailage

$$b = 100 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, c = 5 \text{ cm}$$

❖ Sens de la petite portée : (lx)

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \times d x^2 \times f_{bu}} = \frac{92.273 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.162 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.162 \rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{92.273 \times 10^3}{0.911 \times 20 \times 348} = 14.552 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 13 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{61.515}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.108 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.515 \times 10^3}{0.943 \times 20 \times 348} = 9.372 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 13 \text{ cm}$

❖ Sens de la grande portée : (ly)

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{56.563 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.099 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.099 \rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.563 \times 10^3}{0.948 \times 20 \times 348} = 8.572 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{28.281 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14.2} = 0.049 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.049 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28.281 \times 10^3}{0.975 \times 20 \times 348} = 4.167 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$

Vérifications à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)**

Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}; W_x = A_x / (b \times d)$$

Avec :

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$\text{Donc : } A_x \geq b \times d \times W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x \geq 100 \times 22 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.812)}{2} = 1.925 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{adoptée} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_x = 1.925 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{adoptée} = 12.31 \text{ cm}^2 > A_x = 1.925 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly :

$$W_y \geq W_0; W_y = A_y / (b \times h)$$

$$\text{Donc : } A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 22 \times 0.0008 = 1.76 \text{ cm}^2$$

Travée : $A_{adoptée} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_y = 1.76 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{adoptée} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_y = 1.76 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Effort tranchant :

- **Suivant lx :**

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$$

$$T_u = 210.632 \times 3.25 \times 4 / (3 \times 4) = 57.046 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.259 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant l_y :**

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

$$T_u = 210.632 \times 3.25 \times 4 / (2 \times 4 + 3.25) = 248.928 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.131 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$q_u = 158.566 \text{ KN/ml}, v=2$$

$$\rho = 0.812 \rightarrow \mu_x = 0.0621 ; \mu_y = 0.723$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l^2 = 0.0621 \times 158.566 \times (3.25)^2 = 104.008 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.723 \times 104.008 = 75.197 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0,75M_x** ou **0,75M_y**

Moment sur appuis : **0,5 M_x** ou **0,5 M_y**

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : **0.85M_x** ou **0.85M_y**

Moment sur appuis : **0.3M_x** ou **0.3M_y** **————> appuis de rive**

0.5 M_x ou **0.5 M_y** **————> appuis intermédiaire**

En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 104.008 = 78.006 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 75.197 = 56.397 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^t = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 104.008 = -52.002 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 75.197 = -28.189 \text{ KN.m}$$

Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{e}, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400, (110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right) \rightarrow \min(266.6; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

En travée : $M_{t \max} = 125.29 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 22} = 0.73 \rightarrow \beta_1 = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{78.006 \times 1000}{0.876 \times 22 \times 16.08} = 251.718$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = 9.941 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}; \quad \rho = 0.73 \rightarrow K_1 = 25.32$$

$$\sigma_{bc} = \frac{251.718}{25.32} = 9.941$$

$\sigma_{bc} = 9.941 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $M_{a \max} = 52.002 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 22} = 0.554 \rightarrow \beta_1 = 0.889$$

$$\sigma_{st} = \frac{52.002 \times 1000}{0.876 \times 22 \times 12.31} = 219.197$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \quad \rho = 0.554 \rightarrow K_1 = 30.04$$

$$\sigma_{bc} = \frac{219.197}{30.04} = 7.296$$

$$\sigma_{bc} = 9.941 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6) Ferrailage de débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

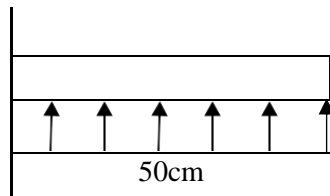


Schéma VI-3-schéma statique du débord

VII-3-Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis, et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) ver celle-ci.

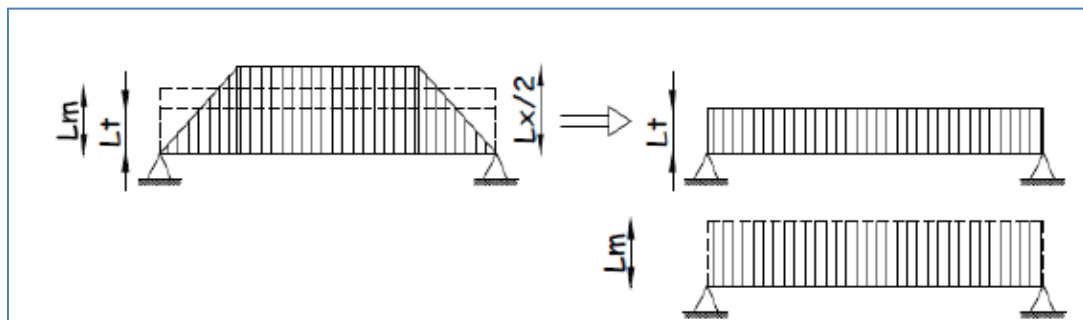


Figure VII-3 : Présentation des chargements simplifiés.

Charge trapézoïdale :

$$L_m = I_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = I_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$$

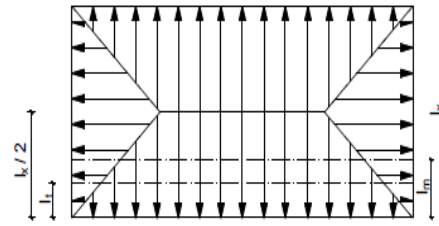


Figure VII-4 : Répartition trapézoïdale.

Charges triangulaires :

$$L_m = 0.333 \times I_x$$

$$L_t = 0.25 \times I_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q = q \times L_t$

$$ELU: q_u = \sigma_m^{\max} - \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 229.295 - \frac{3727.434}{199.732} - \frac{486}{60.84} = 202.644 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS: q_s = \sigma_m^{\max} - \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} \right) = 177.229 - \frac{3727.434}{199.732} - \frac{486}{60.84} = 150.578 \text{ KN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETAB

• **Calcul à l'ELU :**

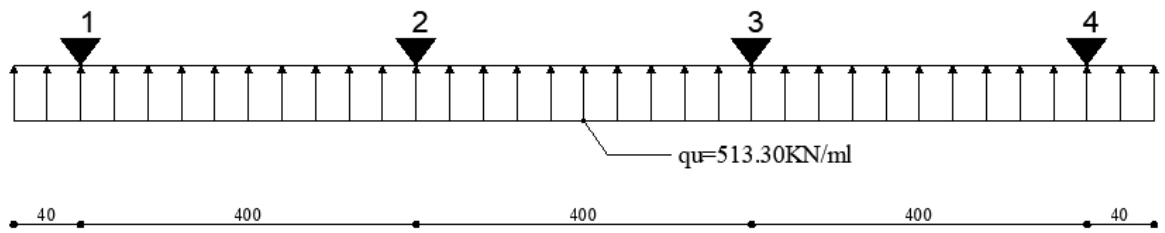
Sens YY :

Travée		I _x	I _y	ρ	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u KN/m ²	Q _u KN/ml	ΣQ _u KN/ml	Q _t KN/ml	ΣQ _t KN/ml
(4,5)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969	202.644	258.37	513.30	196.36	390.90
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		254.93		194.54	
(3,4)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969		258.37	513.30	196.36	390.90
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		254.93		194.54	
(2,3)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969		258.37	513.30	196.36	390.90
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		254.93		194.54	

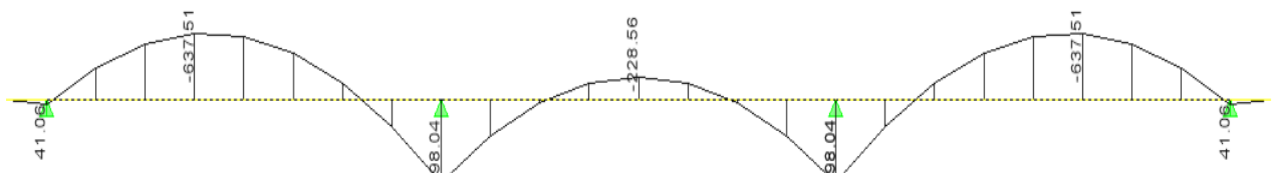
Tableau VII.5 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS

• **Moment fléchissant :**

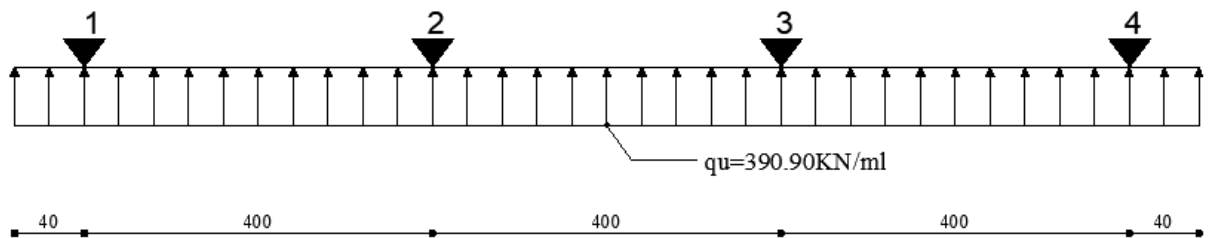


Figures VII.5 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

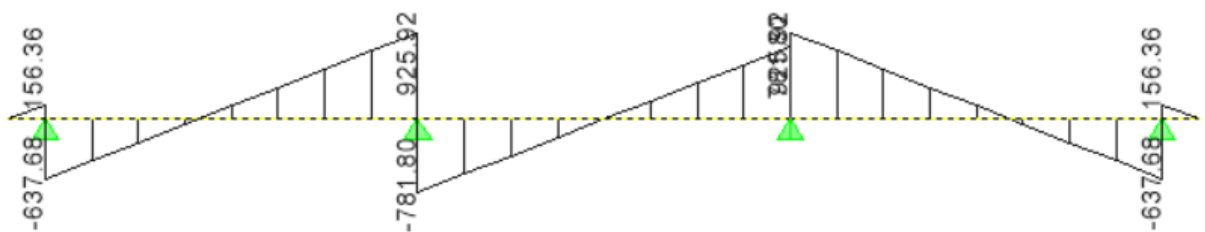


Figures VII.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

• Effort tranchant :



Figures VII.7 : Schéma statique des nervures (effort tranchant)

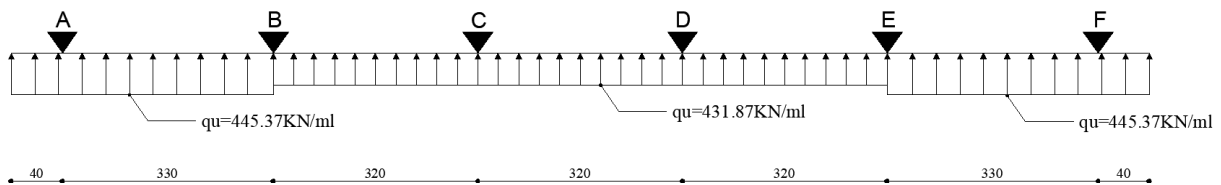


Figures VII.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

Sens XX :

Travée		I_x	I_y	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	$\sum Q_u$ KN/ml	Q_t KN/ml	$\sum Q_t$ KN/ml
A-	(5,4)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825	202.644	222.69	445.37	167.1813	334.36
B	(4,3)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		222.69		167.1813	
B-	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94	431.87	162.1152	324.23
C	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94		162.1152	
C-	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94	431.88	162.1152	324.23
D	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94		162.1152	
D-	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94	431.88	162.1152	324.23
E	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		215.94		162.1152	
E-	(5,4)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		222.69	445.38	167.1813	334.36
F	(4,3)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		222.69		167.1813	

• **Moment fléchissant :**



Figures VII. 9 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

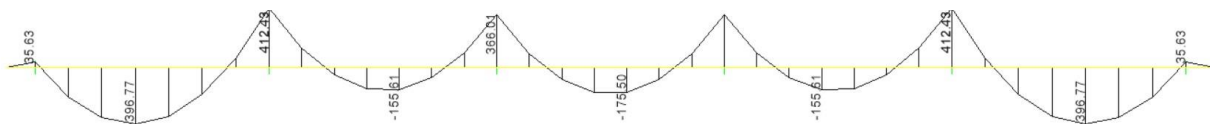
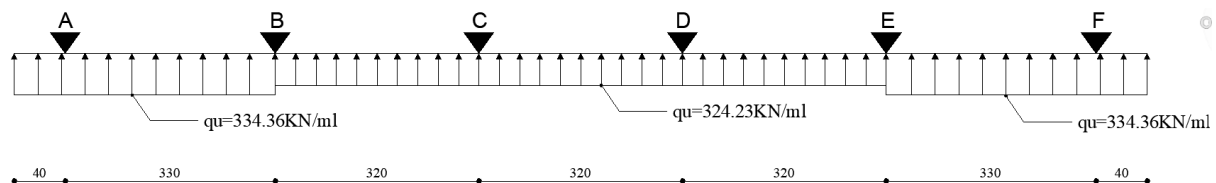
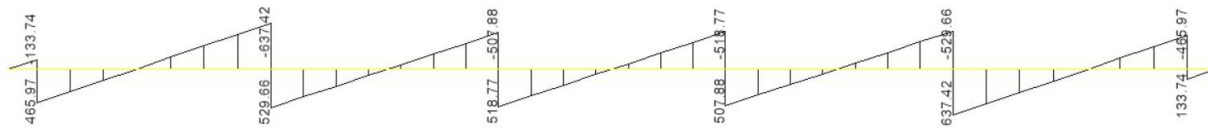


Figure VII.10 : diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)

• **Effort tranchant :**



Figures VII.11 : Schéma statique des nervures (effort tranchant)



Figures VII.12 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY)

Sens YY :

- **Moments aux appuis : 798.04**
- **Moments en travée : -637.51**
- **Effort tranchant : 925.92**

Sens XX :

- **Moments aux appuis : 412.44**
- **Moments en travée : -396.78**
- **Effort tranchant : 937.42**

Ferraillage :

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissuration et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h=80 \text{ cm ; } b=45 \text{ cm ; } c=5\text{cm}$$

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utiliser le logiciel decalcul « **SOCOTEC** ».

		Moment (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Coix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
sens YY	Appuis	798.04	23.3	4.347	4HA20(fil)+4HA20(chap)	25.13
	Travée	-637.51	18.36		4HA20(fil)+4HA16(chap)	20.61
sens XX	Appuis	412.44	11.66		4HA14(fil)+4HA14(chap)	12.31
	Travée	-396.78	11.2		4HA14(fil)+4HA14(chap)	12.31

Tableau VII.6 : Ferraillage des nervures

• **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.5%** de la section du béton : **0.5% × b × h**

$$A_{\min} = 45 \times 80 \times 0.005 = \mathbf{18\text{cm}^2}$$

		A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens XX	Appuis	12HA20 = 37.7	18	CV
	Travée	8HA20+4HA16 = 30.03		CV
Sens YY	Appuis	12HA14 = 18.47		CV
	Travée	12HA14 = 18.47		CV

Tableau VII.7: Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ cm}$

On opte pour : **2 cadres $\varphi 8$ + épingle** \longrightarrow $A_t = 4\text{HA}8 + 2\text{HA}8 = 3.0.2\text{cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \{h/4 ; 12\varphi_t\}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

En zone nodale : $S_t \leq \min \{80/4 ; 12 \times 1.6\} = 19.2 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 80/2 = 40 \text{ cm}$

Soit :

En zone nodale : $S_t = \mathbf{10\text{cm}}$

En zone courante : $S_t = \mathbf{15\text{cm}}$

• **La quantité d'armatures transversales minimale :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = \mathbf{0.003 S_t \times b}$$

$A_t = 0.003 S_t \times b$		A _{calculée} (cm ²)	OBC
Zone nodale	Zone courante		
1.35	2.025	3.02	CV

Tableau VII.8 : Vérification des quantités d'armatures transversales

• **Armatures de peaux :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **80cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.8 = 3.4 \text{ cm}^2$ Soit **donc 2HA14** avec **As = 3.08 cm²**

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification des contraintes tangentielles :

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

	T _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ̄ _u (Mpa)	Observation
Sens XX	937.42	0.26	2.5	cv
Sens YY	925.92	0.257	2.5	cv

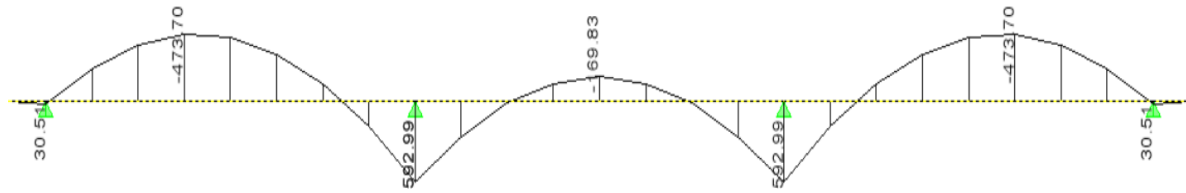
Tableau VII. 9 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures

• **Calcul à l'ELS :**

Sens YY :

Travée		I _x	I _y	ρ	Chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u KN/m ²	Q _u KN/ml	ΣQ _u KN/ml
(4,5)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969	150.578	191.99	381.41
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		189.43	
(3,4)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969		191.99	381.41
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		189.43	
(2,3)	A-B	3.3	4	0.825	Trapèze	1.275	0.969		191.99	381.41
	B-C	3.2	4	0.8	Trapèze	1.258	0.96		189.43	

Tableau VII.10 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)

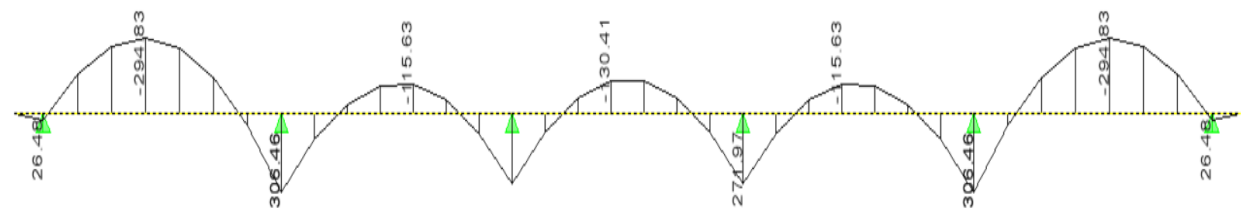


Figures VII.13 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

Sens XX :

Travée		I_x	I_y	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml
A-B	(5,4)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825	150.578	165.47	330.94
	(4,3)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		165.47	
B-C	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	320.91
	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	
C-D	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	320.92
	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	
D-E	(5,4)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	320.92
	(4,3)	3.2	4	0.8	Triangle	1.0656	0.8		160.46	
E-F	(5,4)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		165.47	330.94
	(4,3)	3.3	4	0.825	Triangle	1.0989	0.825		165.47	

Tableau VII .11 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX)



Figures VII.14 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	306.46 KN.m	-294.83 KN.m
Sens YY	592.99 KN.m	-473.7 KN.m

Tableau VII.12 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

- **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).[4]**

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} ; \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e}, \left(110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400, \left(110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right) \rightarrow \min(266.6 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

		M _s (KN.m)	A _{adoptée} (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
Sens XX	Appuis	306.46	11.66	187.11	201.63	0.71	15
	Travée	-294.83	11.2	176.47		0.68	
Sens YY	Appuis	592.99	23.3	187.98		0.72	
	Travée	-473.7	18.36	189.45		0.73	

Tableau VII.13 : Vérifications des contraintes dans le béton

Chapitre VIII

Étude du voile périphérique

VII - Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

1. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Le voile périphérique sert à reprendre les poussées des terres, il doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2 RPA 99/V2003** est telle que :

- Une épaisseur minimale de **15 cm**
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

✚ Au niveau du sous-sol :

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

Avec :

H_{s-sol} : hauteur du sous-sol

E_p : épaisseur du plancher

Cas 01 :

$$\frac{h_e}{25} = \frac{286}{25} = 11.44 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

Cas 02 :

$$\frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

Cas 03 :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour

Épaisseur : $e = 15\text{cm}$.

Hauteur : $h = 3.06\text{ m}$

Choix de la méthode :

Théorie de Rankine :

C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

Hypothèse :

Isotropie du sol

La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.

Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul la contrainte est horizontale.

→ la méthode de Rankine est applicable

2. Détermination des sollicitations :

Sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes (contrainte horizontale et contrainte verticale)

Avec : $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

$$\text{Avec : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

3. Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10\text{ KN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion : $c = 0$
- ✓ La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{ bars}$.

4. Calcul des sollicitations :

Dans notre cas on a un sol frottant ($\phi \neq 0, c = 0$), notre voile est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = \mathbf{0.333}$$

✚ **ELU :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 3.06 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 29.75 \text{ KN/m}^2$$

✚ **ELS :**

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 0 + 10) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 3.06 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 3.06 + 10) = 21.98 \text{ KN/m}^2$$

5. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\✚ \text{ ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 29.75 + 5}{4} = 23.56 \text{ KN/ml}$$

$$\✚ \text{ ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 21.98 + 3.33}{4} = 17.31 \text{ KN/ml}$$

6. Ferrailage du voile périphérique

Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastree à la base et semi encastree des trois autres cotés :

-Encastrement : au niveau de l'infrastructure.

-Semi encastrement : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

Détermination des moments :

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, les moments seront affectés des coefficients suivants :

-Moment en travée : 0.85

-Moment d'encastrement sur les deux grands cotés 0.3 appuis de rive

La détermination des moments de flexion se sera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive dont, l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui : 0.3

✚ **Identification des panneaux :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{400} = 0.76 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

• **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 23.56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0610 \times 23.56 \times 3.06^2 \\ M_0^x = 13.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.525 \times 13.47 \\ M_0^y = 7.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 13.47 \Rightarrow M_t^x = 11.44 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.10 \Rightarrow M_t^y = 6.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 13.47 = -4.041 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 7.10 = -2.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t^x = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2.f_{bu}} = \frac{11.44 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,44 \times 10^3}{0,987 \times 17 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

$$M_t^y = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,03 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,03 \times 10^3}{0,993 \times 17 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_a^x = 4,041 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,041 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,041 \times 10^3}{0,995 \times 17 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_a^y = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,13 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,03 \times 10^3}{0,993 \times 17 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

7. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

$$W_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right), \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec :

- W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction = 0.0008 Acier HA FeE400)
- A_x : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.76$

En travée :

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \left(\frac{3 - 0.76}{2}\right) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.76}{2}\right) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} :$$

✚ Effort tranchant :

Suivant lx:

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{11.44 \times 3.06 \times 4}{3 \times 4} \Rightarrow V^{max} = 11.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \cdot d} = \frac{11.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.06 \text{ MPa}}$$

D'où : $\tau = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ \longrightarrow condition vérifiée

Suivant ly :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11.44 \times 3.06 \times 4}{2 \times 4 + 3.06} \Rightarrow V^{max} = \mathbf{5.72 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \cdot d} = \frac{5.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.03 \text{ MPa}}$$

D'où : $\tau = 0.03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ \longrightarrow condition vérifiée

c) Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :

le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% b.h dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{min} > 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions vérifiées

• **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = \mathbf{17.31 \text{ KN/ml}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0610 \times 17.31 \times 3.06^2 \\ M_0^x = \mathbf{9.88 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 0.525 \times 9.88 \\ M_0^y = \mathbf{5.187 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 9.88 \Rightarrow M_t^x = 8.398 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 5.187 \Rightarrow M_t^y = 3.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 9.88 = -2.964 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 5.187 = -1.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{St}$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1.6 \text{ Barres HA}$$

$$\overline{\sigma}_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) \rightarrow \min(266.6; 201.63) \rightarrow$$

$$\overline{\sigma}_{St} = 201.63 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 8.398 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231 \rightarrow \beta_1 = 0.923$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{8.398 \times 1000}{3.39 \times 0.929 \times 17} = 156.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 156.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 201.63 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{156.85}{49.93} = 3.14 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 49.93$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_t = 2.964 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231 \rightarrow \beta_1 = 0.923$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2.964 \times 1000}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 48.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 48.17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{St} = 201.63 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{48.17}{49.93} = 2.41 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 49.93$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.41 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

L'élaboration de ce projet nous a permis de faire appel à des méthodes manuelles approchées, citons parmi elles ; la méthode statique équivalente, et la méthode forfaitaire.

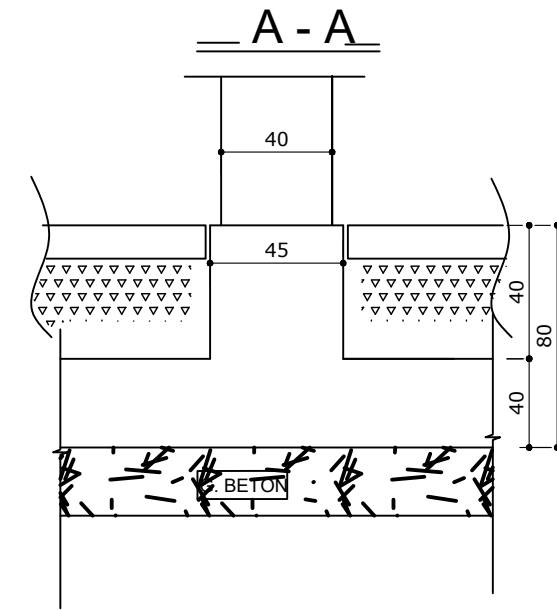
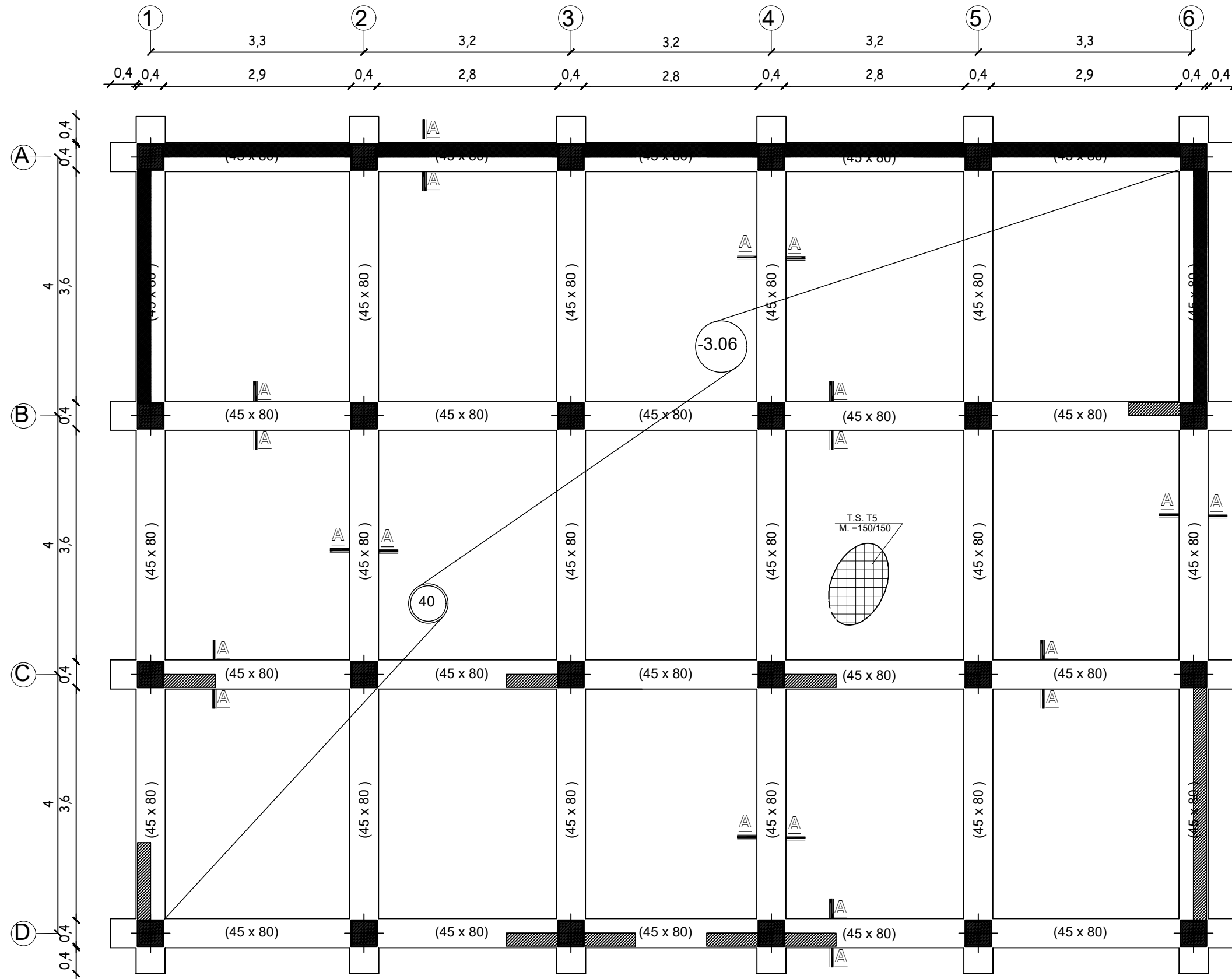
Notre but consiste à maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du B.A.E.L et le règlement de R.P.A.99/2003, qui visent à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des effets des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

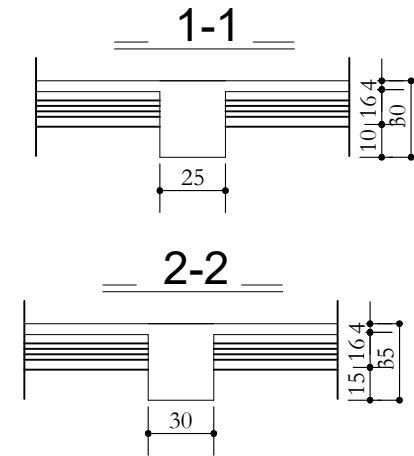
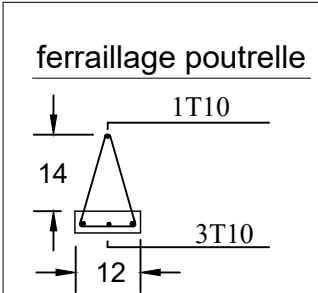
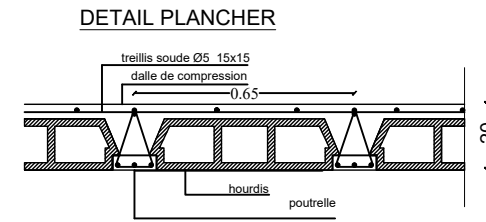
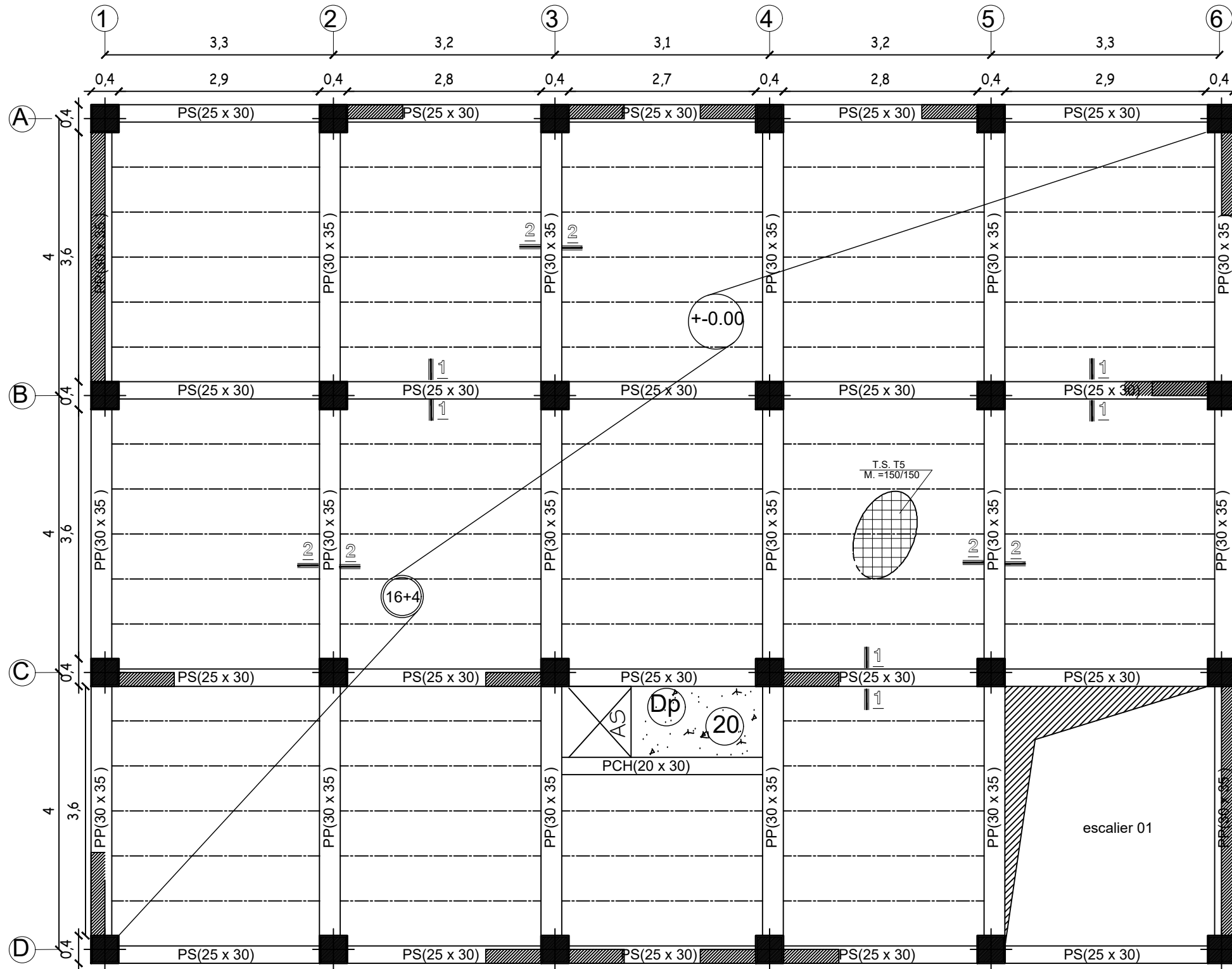
En somme, nous espérons que ce travail pourra offrir un plus aux promotions futures.

COFFRAGE FONDATION NIV : -3.06



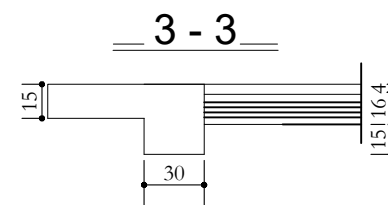
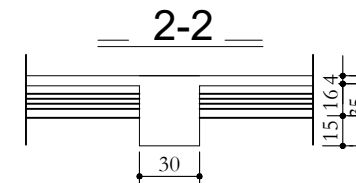
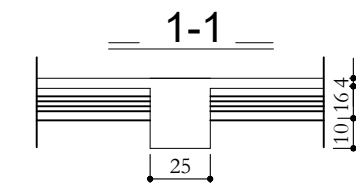
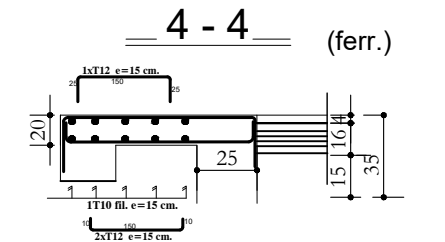
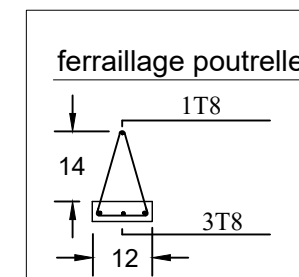
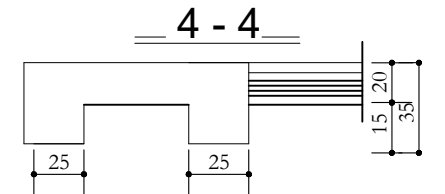
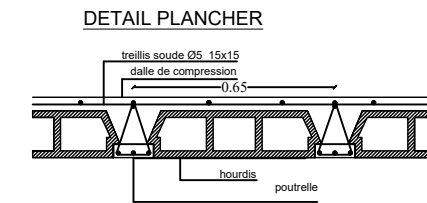
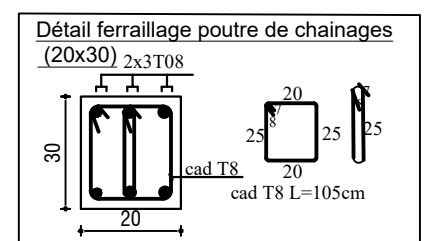
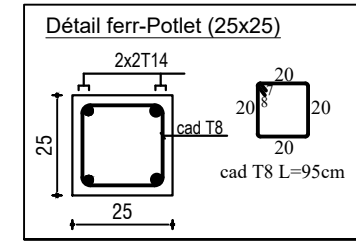
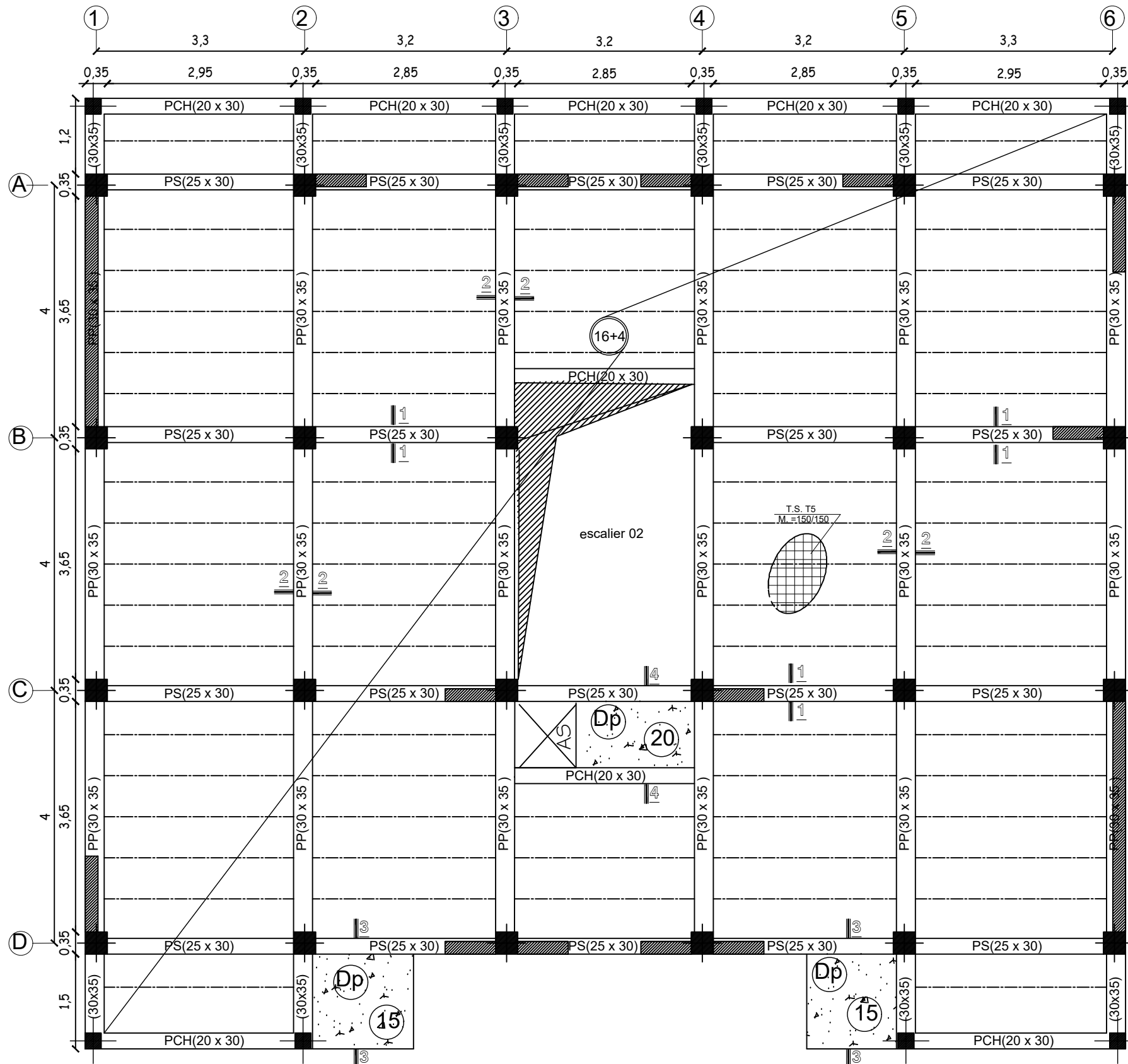
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

COFFRAGE PLANCHER NIV : +/-0.00

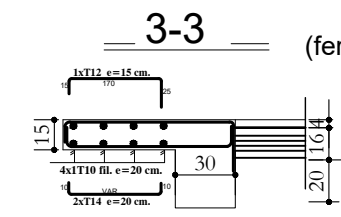


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT ZONE 02



DETAILS DE FERR DES DALLES PLEINES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Wilaya:TIZI-OUZOU

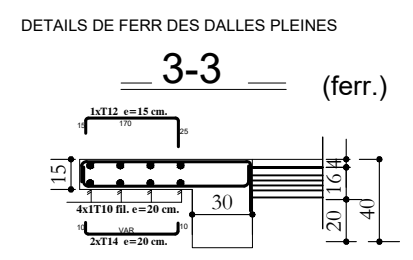
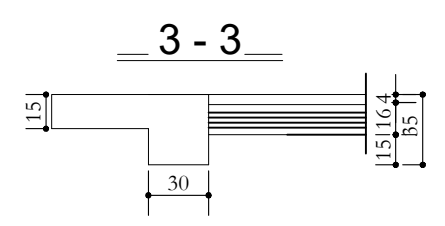
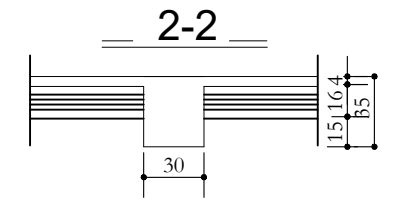
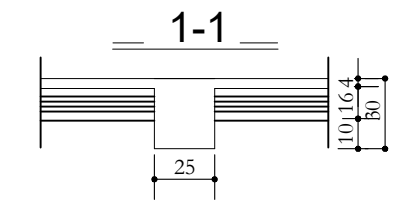
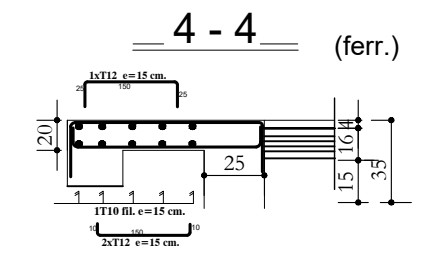
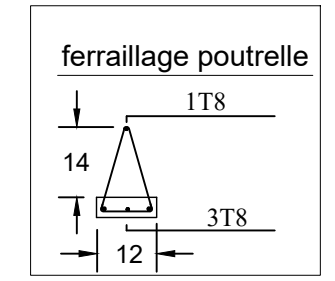
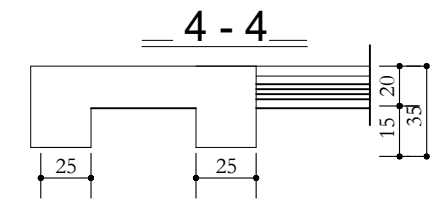
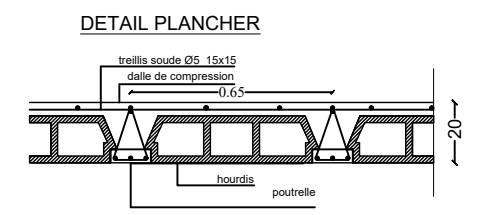
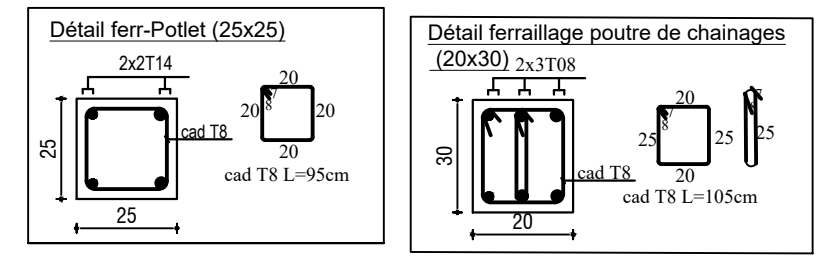
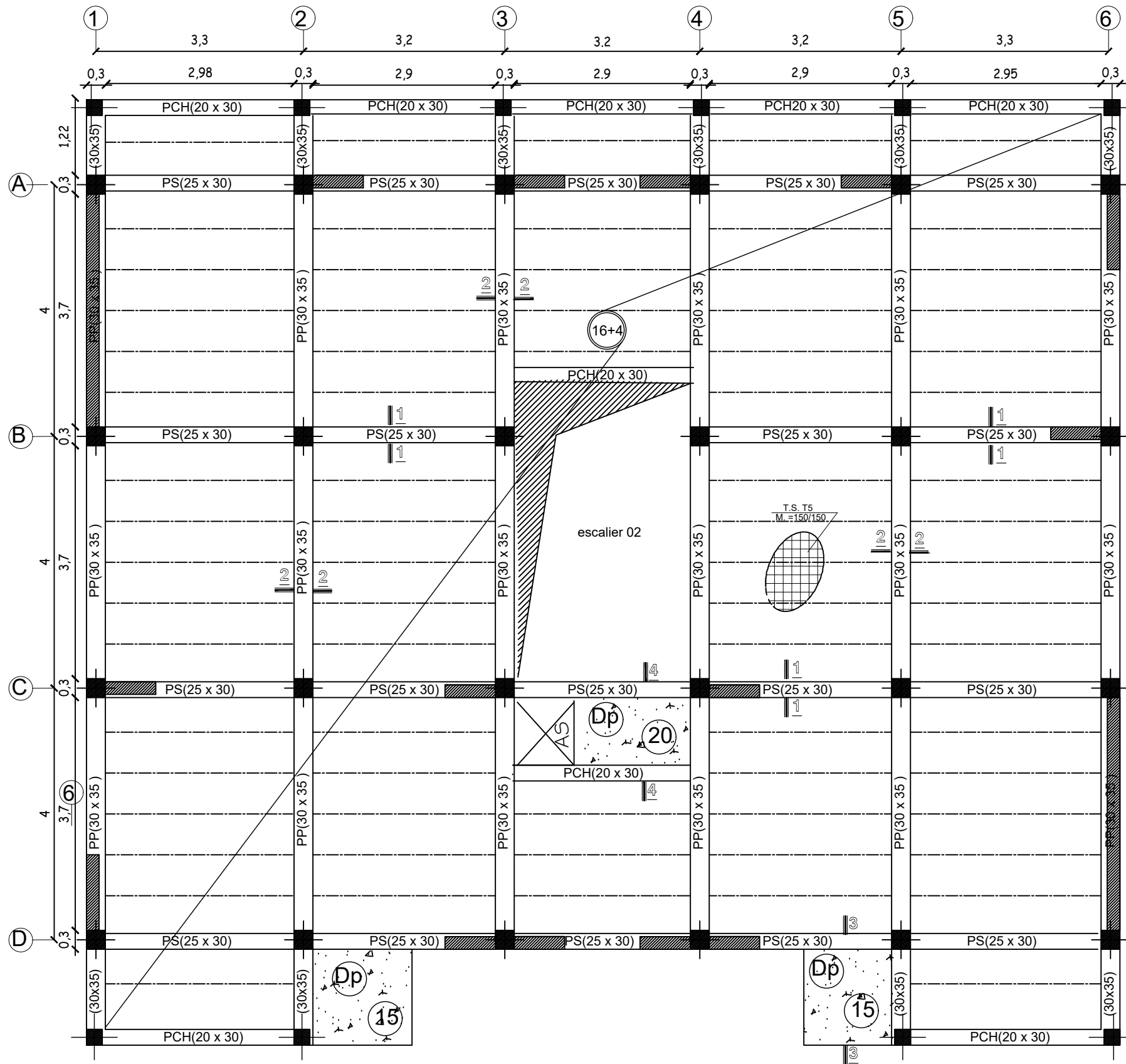
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL

REALISEE PAR: AIT OUDIA SABRINA
AKLI AZOUAOU

PROMOTION : 2023/2024

ENCADRANT: Mr SI SALEM ABDELMADJID

COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT ZONE 03



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

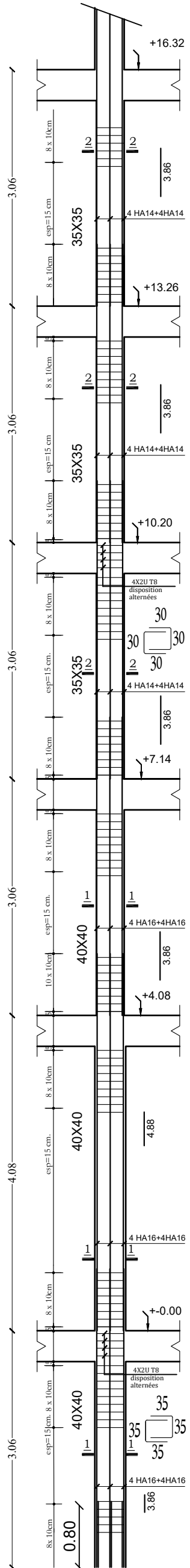
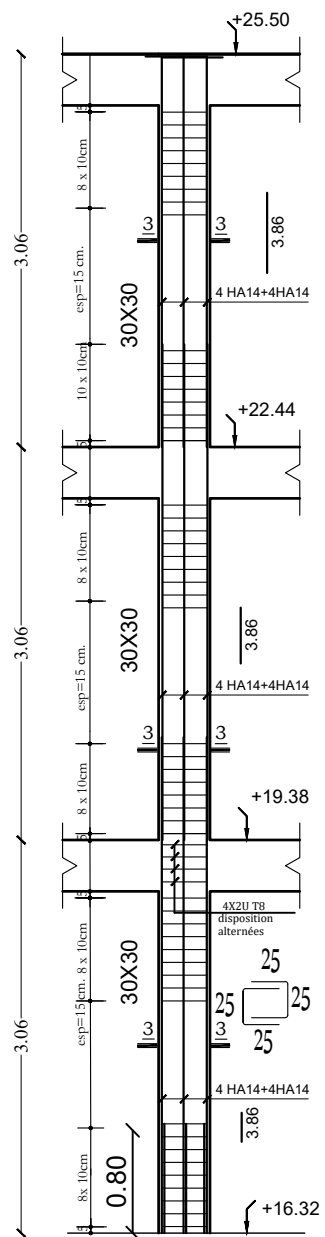
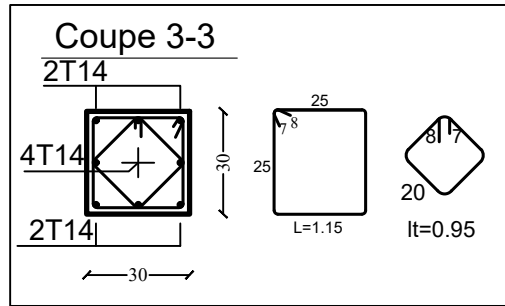
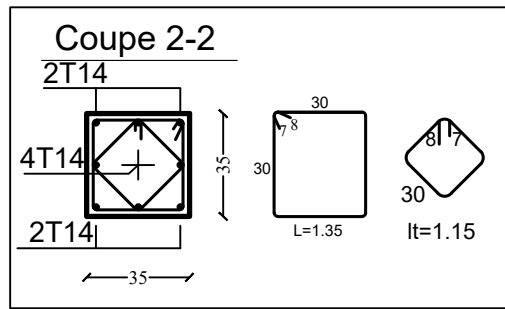
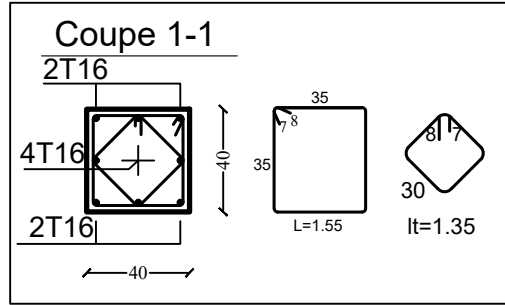
Wilaya:TIZI-OUZOU

PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL

REALISEE PAR: AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU

PROMOTION: 2023/2024

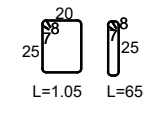
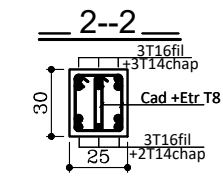
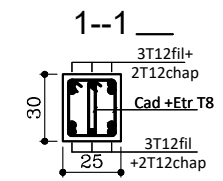
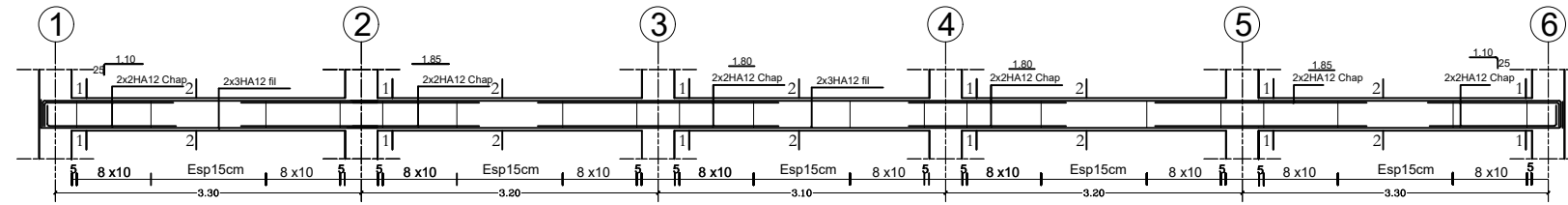
ENCADRANT: Mr SI SALEM ABDELMADJID



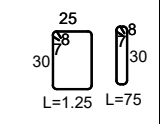
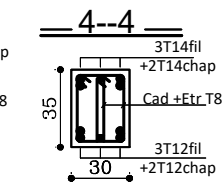
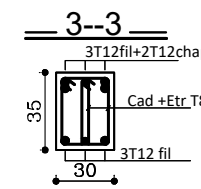
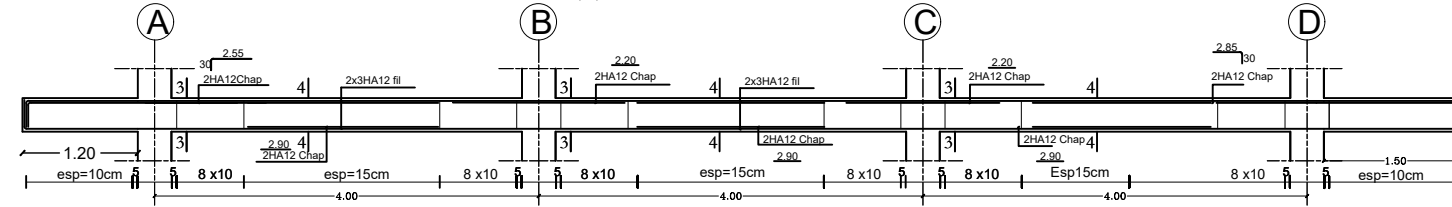
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

FERRAILLAGE POUTRES LOIN DE VOILE

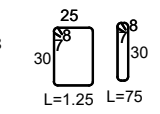
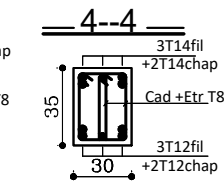
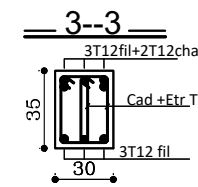
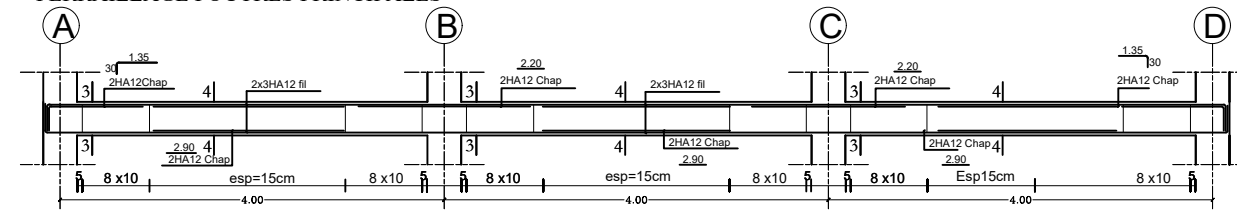
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES fil 1,2,3 et 4



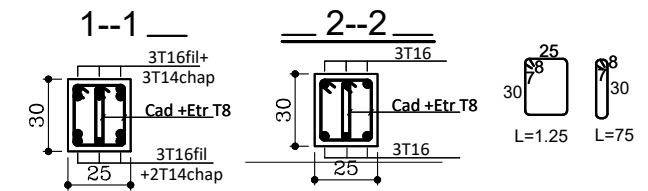
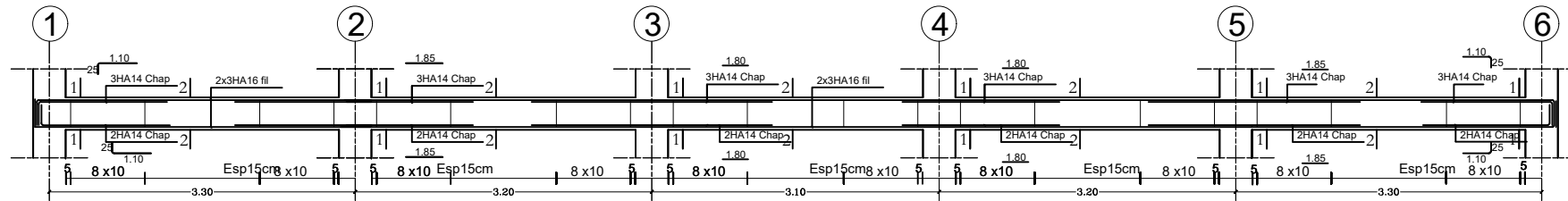
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES



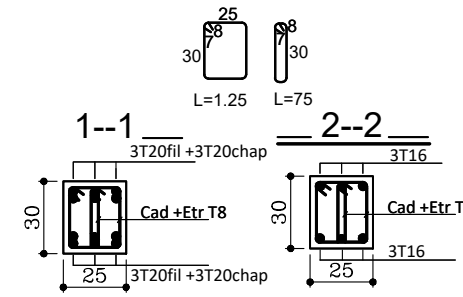
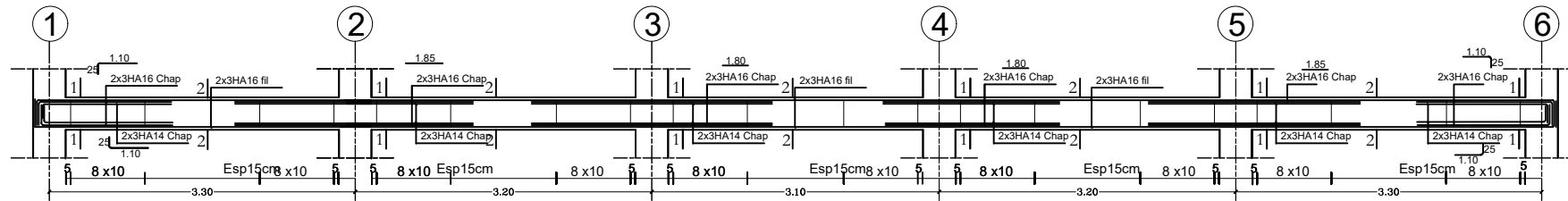
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

FERRAILLAGE POUTRES ADHERENT AU VOILE

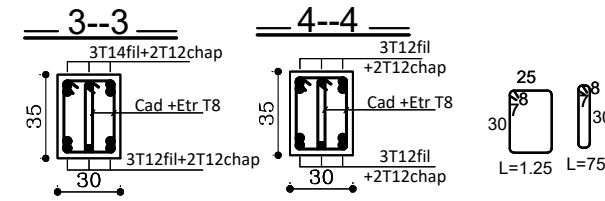
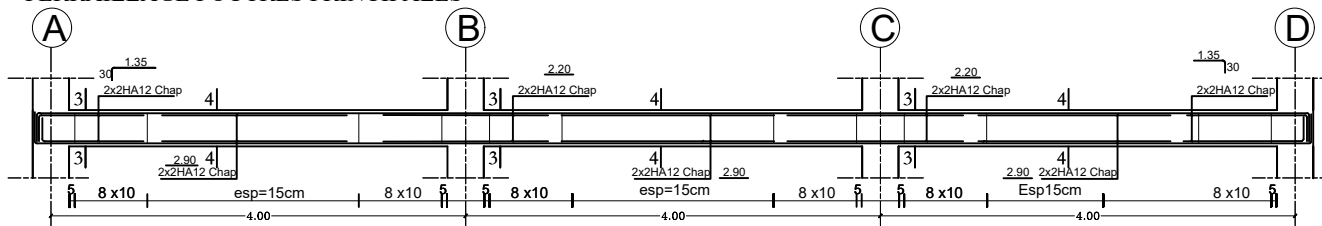
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES intermédiaire



FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES de rive

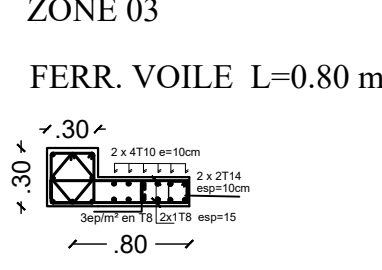
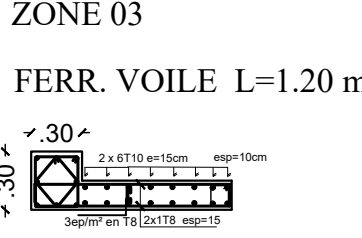
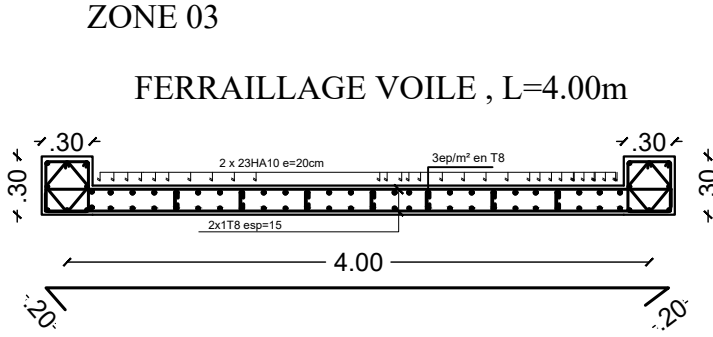
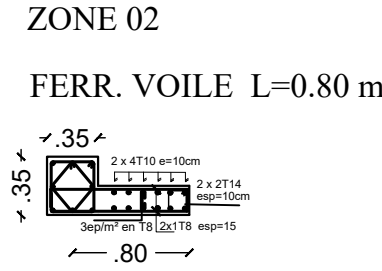
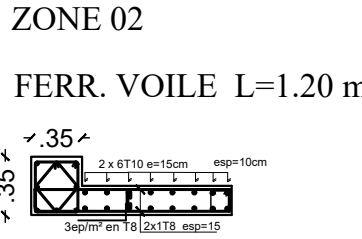
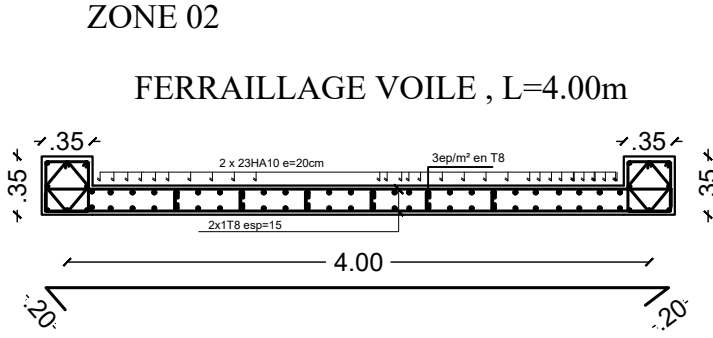
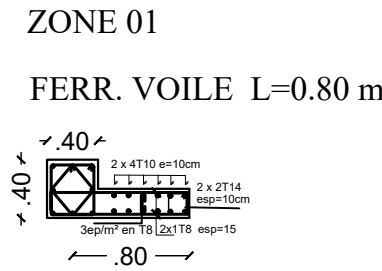
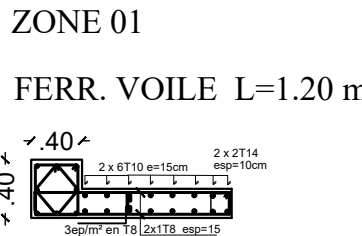
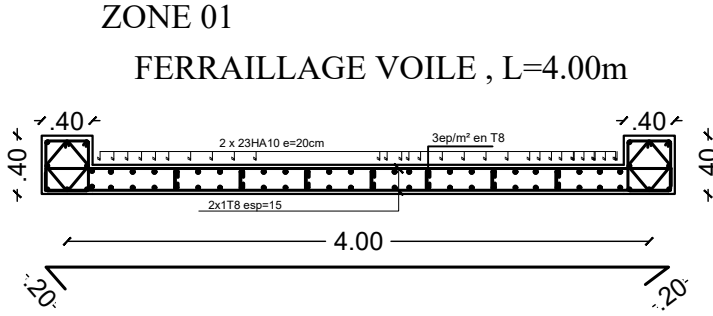


FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES



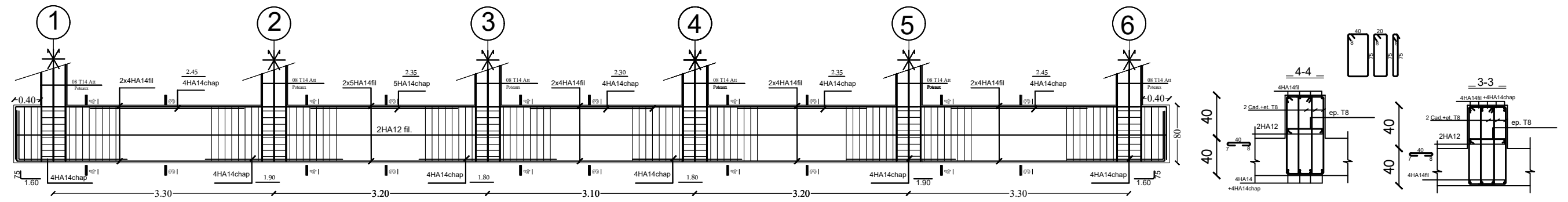
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR : AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

FERRAILLAGE VOILES

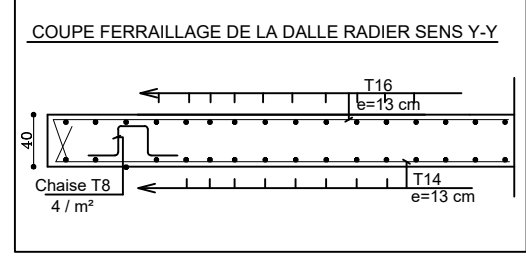
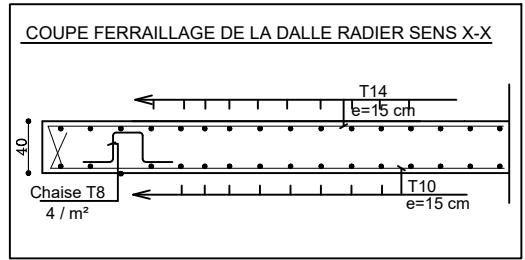
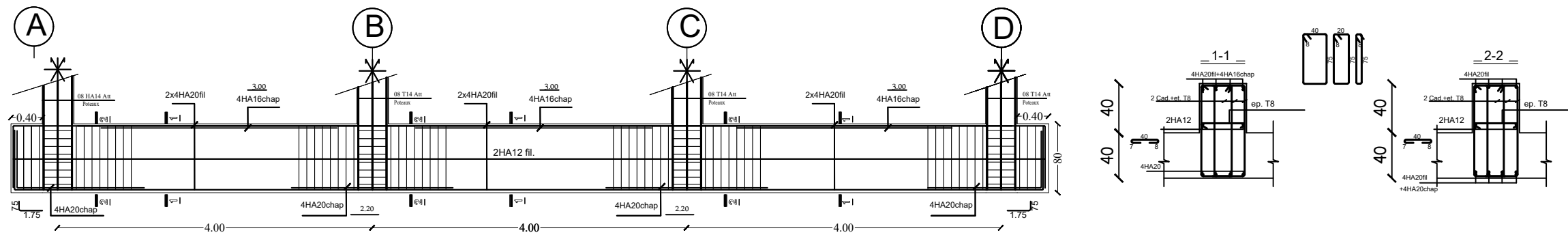


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya:TIZI-OUZOU	
PROJET :	CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL
REALISEE PAR :	AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU
PROMOTION : 2023/2024	ENCADRANT : Mr SI SALEM ABDELMADJID

Ferrailage nervure sens X-X



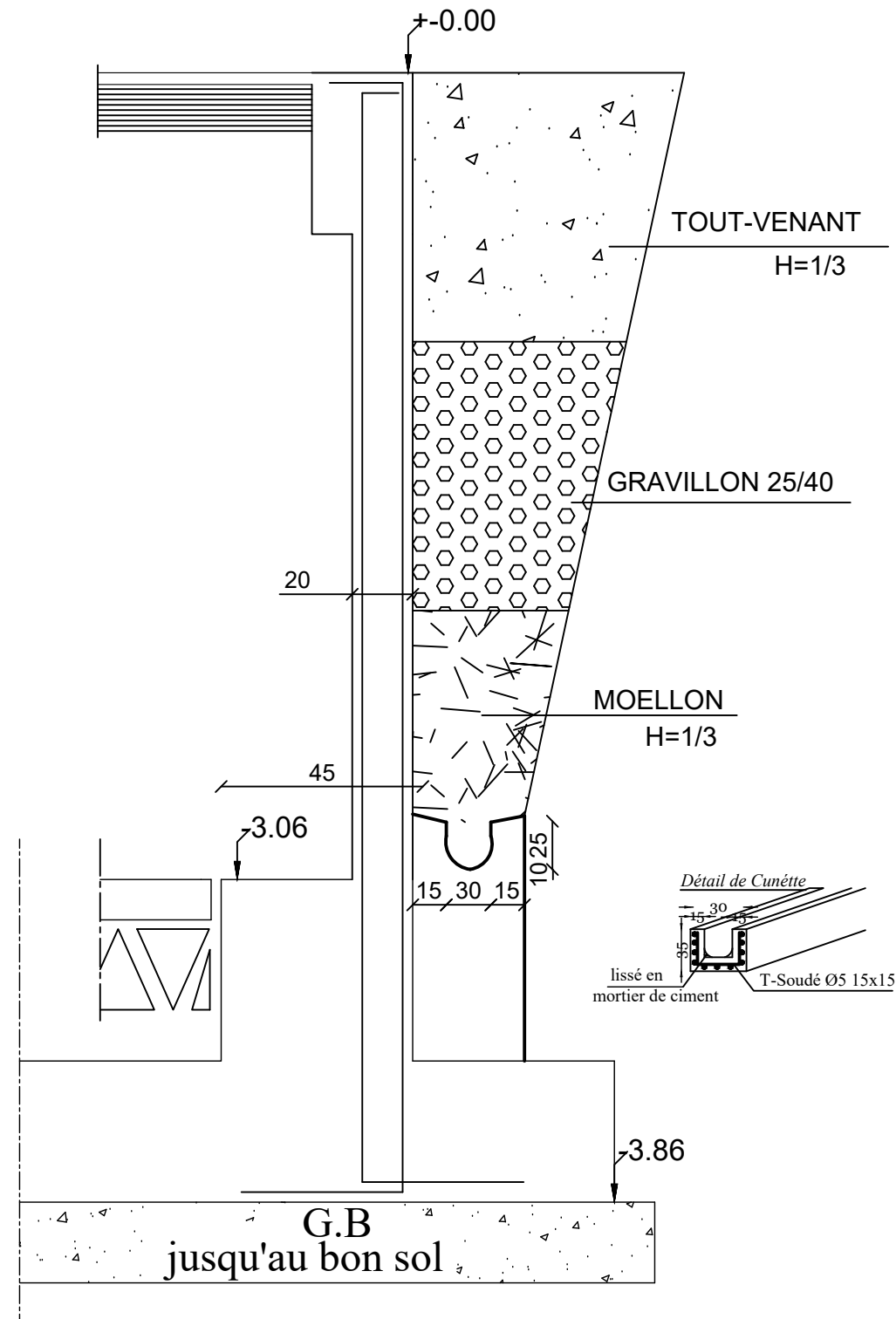
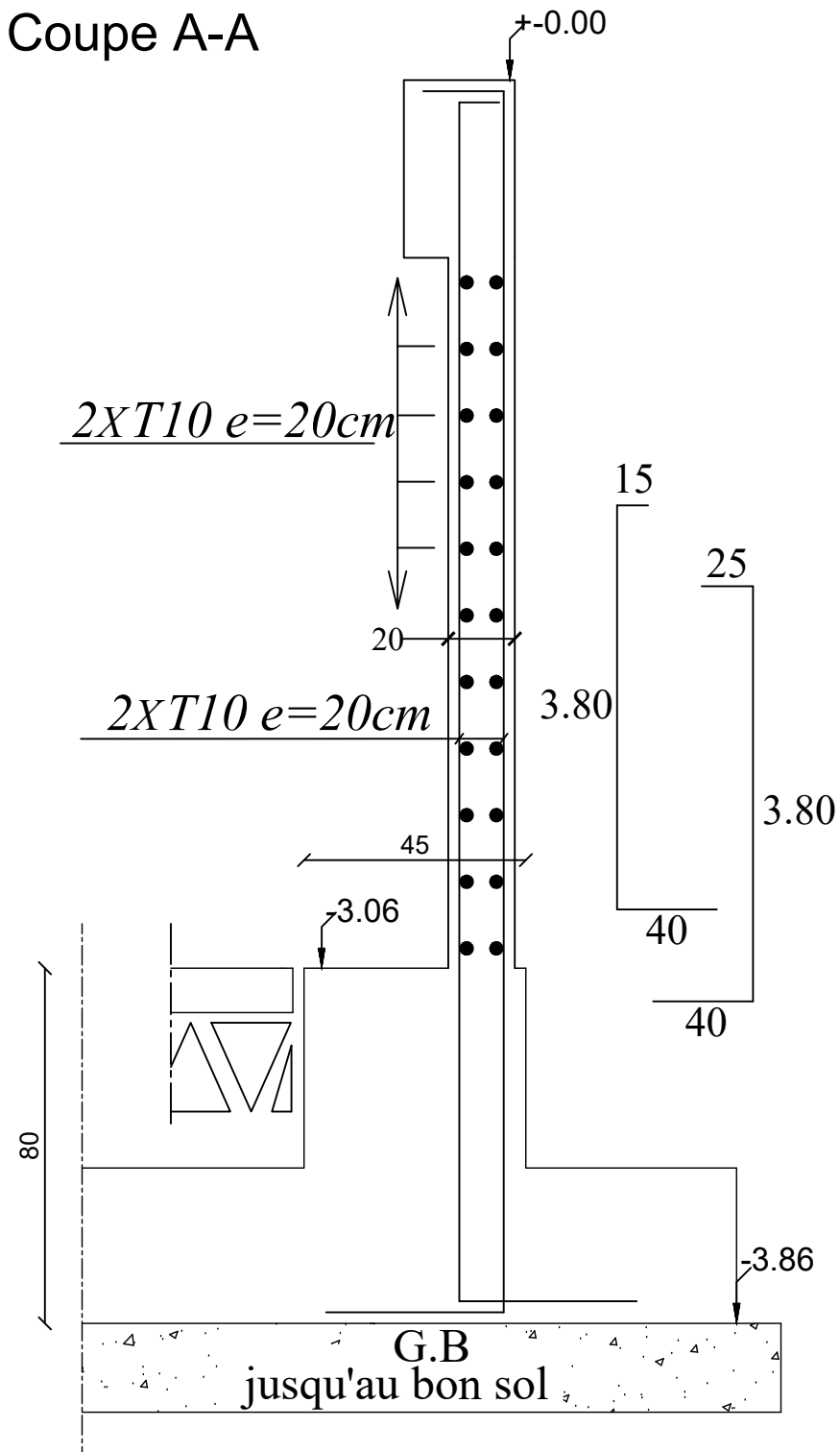
Ferrailage nervure sens y-y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7-SOUS SOL	
REALISEE PAR: AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION: 2023/2024	ENCADRANT: Mr SI SALEM ABDELMADJID

COFF. FERR. VOILE (H=3.06)

Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION	
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
Wilaya: TIZI-OUZOU	
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN R+7+SOUS SOL	
REALISEE PAR: AIT OUDIA SABRINA AKLI AZOUAOU	
PROMOTION: 2023/2024	ENCADRANT: Mr SI SALEM ABDELMADJID

Références et bibliographie :

1-K. (v. 1999). CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME. Règles B. A. E. L. :
Quatrième édition, complétée. STT Publishing.

2- Règles parasismiques algériennes : RPA 2003. (1984b)

3- Mougin, J. (2000). Béton Armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.

4- Belazougui, M. (1988). Calcul des ouvrages en béton armé.

5- Ching, F., & Saint-Pierre, M. L. (2009). Guide technique et pratique de la construction.
Modulo-Griffon.

6- Collectif. (2000). Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : règles techniques de conception et de
calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

7- Lamirault, J., & Renaud, H. (1998). Béton Armé : guide de calcul.

8- Lammari, M. (2020). Calcul d'une tour (R+12+ sous-sol) à usage multiple, contreventée
par

voiles et portiques avec l'application ETABS.

<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/13254>

9- Zeghouini, A. (2021, 1 juin). Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et
commercial,

contreventé par voiles et portique avec l'application ETABS.

<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/16991>