



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil

Projet fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

Thème



Etudié par : M^{elle}. AKKACHE Melissa

M^{elle}. SNAOUI Sarah

Dirigé par : M^{me}. AKMOUSSI

PROMOTION : 2021/2022

REMERCIEMENT

En premier lieu, on tient à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce modeste travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements les plus sincères à notre promotrice **Mme AKMOUSSI** pour les conseils qu'elle nous a prodigué, pour la confiance qu'elle nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont elle a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.

Nos vifs remerciements vont également **aux membres du jury** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Les seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés a tous **les enseignants** qui ont contribué a notre formation.

Toute personne ayant contribué de prés ou de loin a la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

MERCI



Dédicace

C'est avec joie et de fierté que je dédie ce modeste travail à :

Mon père, a ce bel homme qui a toujours été restera a jamais mon exemple et mon idole, a mon super-héros qui a tout sacrifier pour m'avoir heureuse, je te remercie pour les nobles valeurs que tu m'as inculquées et pour ton éducation.

Ma mère qui a tous sacrifié pour moi, qui m'a comblé de son amour, qui m'a appris que les bonne choses de la vie n'arrivent pas facilement, qui m'a toujours soutenue et conseillée, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.

À ma sœur "DASSINE" et mon frère "MASSUKAN" Votre présence à mes côtés été une assurance, ce qui m'a apporté le courage de faire face à de très dures épreuves. Je vous serai toujours reconnaissant. Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant vous protège et vous garde.

A toute ma famille sans exception.

Je tien également à faire ma dédicace à une personne qu'est chère à mes yeux bil et à l'ensemble de mes ami(es)

« Nesrine, Ouiza, Sara..... »

A tous ceux que je connais de près ou loin

A ma chère binôme SNAOUI SARAH

et sa famille.

MELISSA





Dédicace

Ce travail est dédié en premier lieu, à mon père « **HAKIME** » qui a toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi papa j'ai appris le sens de travail et motivation. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta compréhension, tes conseils, ton soutien moral et financière qui fut une lumière dans mon parcours. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation. Je t'aime papa que dieu t'accorde une bonne santé et une vie longue.

En second lieu, A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience, le courage, maman a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie...ma tendre mère « **SALIFA** » tu es unique Je t'aime maman que dieu t'accorde une bonne santé et une vie longue et heureuse.

En troisième lieu, à mon petit frère « **AMINE** » que j'aime tellement. Je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant te protège et te garde.
A mes chères sœurs « **LYSA, LINA** » Vous êtes ce que la vie ma donné de plus beau. Merci d'être toujours à mes cotes.
Je dédite également à une personne qu'est chère à mes yeux « **Ad** » et à toute sa famille.

A toute ma famille sans exception
Et à mes chers oncles, tantes, leurs époux et épouse
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.
A mes chers cousin(es) **YANI, ABDOU, AMILIA, OUSSAMA, AGNES**
AYLINE et **NOA**,
Sans oublier mes amours **IDIR** et **MERIEME**

Je tien à le dédie également à ma chère binôme
AKKACHE MELISSA et toute sa famille.

A tous mes amis (es) surtout ceux qui m'ont apporté un soutien moral, une amitié inoubliable.

SARAH



Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage		
Figure I.1	Plancher en corps creux.	3
Figure I.2	Les escaliers.	4
Figure I.3	Les murs intérieurs et extérieurs	4
Figure I.4	Diagramme contraintes – déformation du béton à l'ELU.	8
Figure I.5	Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.	8
Figure I.6	Diagramme contrainte – déformation de l'acier.	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Figure II.1	Plancher à corps creux.	14
Figure II.2	Dimensions des poutres.	19
Figure II.3	Coupe d'un voile en plan.	19
Figure II.4	Coupe d'un voile en élévation.	19
Figure II.5	Coupe transversale de l'acrotère.	21
Figure II.6	Coupe verticale du plancher terrasse.	22
Figure II.7	Coupe verticale du plancher d'étage courante.	23
Figure II.8	Coupe verticale d'un mur extérieur.	23
Figure II.9	Coupe verticale d'un mur intérieur.	24
Figure II.10	La surface afférente du poteau.	26
Figure II.11	Loi de dégression des surcharges.	28
Chapitre III : Calcul des éléments		
III.1. l'acrotère		
Figure III.1.1	Coupe transversale de l'acrotère.	34
Figure III.1.2	Schéma statique de l'acrotère	34
Figure III.1.3	Diagramme des efforts internes	35
Figure III.1.4	Section rectangulaire soumise à la flexion composée.	36
III.2 Les escaliers		
Figure III.2.1	Schéma de l'escalier.	43
Figure III.2.2	Schéma statique de l'escalier.	44
Figure III.2.3	Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	47
Figure III.2.4	Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU.	50
Figure III.2.5	Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	55
Figure III.2.6	Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service (ELS).	58
Figure III.2.7	Ferraillage de l'escalier.	62
III.3.Poutre palière		
Figure III.3.1	Schéma de la poutre palière.	63
Figure III.3.2	Diagrammes des efforts internes à l'ELU.	64
Figure III.3.3	Diagrammes des efforts internes à l'ELS.	69
III.4. Les planchers		
Figure III.4.1	Coupe verticale d'un plancher corps creux.	72
Figure III.4.2	Treillis soudé de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.	74
Figure III.4.3	Dimensionnement de la section en Té.	74
Figure III.4.4	Coupe transversale de la poutrelle.	75
Figure III.4.5	Surfaces revenant aux poutrelles.	76
Figure III.4.6	Diagramme des moments.	78
Figure III.4.7	Schéma de calcul des efforts tranchants.	80
Figure III.4.8	Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis.	80

Figure III.4.9	Coefficients forfaitaires sur appuis.	81
Figure III.4.10	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	84
Figure III.4.11	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	85
Figure III.4.12	Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis.	85
Figure III.4.13	Coefficients forfaitaires sur appuis.	85
Figure III.4.14	Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	87
Figure III.4.15	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	88
Figure III.4.16	Coupe schématique de la poutrelle.	88
Figure III.4.17	Coupe schématique de la poutrelle.	89
Figure III.4.18	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	94
Figure III.4.19	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	95
Figure III.4.20	Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	95
Figure III.4.21	Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	96
Figure III.4.22	Schéma statique de calcul.	98
III.5. Les balcons		
Figure III.5.1	Coupe transversal de la poutre.	101
Figure III.5.2	Diagramme des Efforts internes.	103
Figure III.5.3	Diagramme des moments et des efforts tranchants.	107
III.6.la salle machine		
Figure III.6.1	Schéma représentatif de la salle machine.	112
Figure III.6.2	Diffusion de charges dans le feuillet moyen.	112
Figure III.6.3	Diagramme des moments.	115
Figure III.6.4	Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.	116
Chapitre IV : Modélisation de la structure		
Figure IV .1	Création d'un nouveau model.	129
Figure IV .2	Introduction de la géométrie de base.	130
Figure IV.3	Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y .	131
Figure IV.4	Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).	132
Figure IV.5	Définition des propriétés du matériau Autre.	132
Figure IV.6	Introduction des éléments barres.	133
Figure IV.7	Introduction des sections des poteaux.	134
Figure IV.8	Introduction des sections des poutres.	135
Figure IV.9	Introduction des éléments plaques.	136
Figure IV.10	Introduction des dimensions des voiles.	136
Figure IV.11	Définition des plancher et des dalles pleine	137
Figure IV.12	Affectation des poteaux.	137
Figure IV.13	Affectation des poutres	138
Figure IV.14	Affectation des voiles.	138
Figure IV.15	Affectation de corps creux	139
Figure IV.16	Définition des charges statique.	139
Figure IV.17	Définition de Masse-Source.	140
Figure IV.18	Chargement des éléments barres.	140
Figure IV.19	Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.	141
Figure IV.20	Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	142
Figure IV.21	Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale	143
Figure IV.22	Introductions des combinaisons d'actions	144
Figure IV.23	Introduction des diaphragmes	145

Figure IV.24	Encastrement de la base de la structure	146
Figure IV.25	Analyse de la structure	147
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux		
VI.1. Ferrailage des poteaux		
Figure VI.1.1	Section en flexion composée.	162
Figure VI.1.2	Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.	164
Figure VI.1.3	Zone nodale	167
VI.2. Ferrailage des poutres		
Figure VI.2.1	Section simplement armée.	173
Figure VI.2.2	Section rectangulaire doublement armée.	174
Figure VI.2.3	Délimitation de la zone nodale.	178
VI.3. Ferrailage des voiles		
Figure VI.3.1	Les dispositions des voiles dans l'ETABS.	181
Figure VI.3.2	Disposition des armatures verticales dans les voiles.	184
Figure VI.3.3	Coupe du voile transversale	187
Chapitre VII : Etude du mur plaque		
Figure VII.1	Schéma statique du mur plaque.	194
Figure VII.2	Diagramme des contraintes à l'ELU.	195
Figure VII.3	Diagramme des contraintes à l'ELS	195
Figure VII.4	Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.	195
Figure VII.5	Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.	196
Figure VII.6	Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.	196
Figure VII.7	Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.	196
Figure VII.8	Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.	196
Figure VII.9	Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.	197
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure		
Figure VIII.1	Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.	208
Figure VIII.2	Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.	209

Liste des tableaux

Chapitre I : Introduction et description de l'ouvrage		
Tableau I.1	Les contraintes des aciers utilisés.	12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Tableau II.1	Vérification aux exigences du RPA.	18
Tableau II.2	Évaluation, des charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible.	22
Tableau II.3	Évaluation des charges et surcharges du plancher étages courants.	23
Tableau II.4	Évaluation des charges et surcharge des murs extérieures.	24
Tableau II.5	Évaluation des charges et surcharge des murs intérieures.	24
Tableau II.6	Charges permanentes des éléments.	25
Tableau II.7	Surcharges d'exploitation des différents éléments.	25
Tableau II.8	Coefficients de dégression de surcharge.	29
Tableau II.9	Tableau récapitulatif de la descente de charge.	30
Tableau II.10	Vérification des conditions exigées par RPA.	31
Chapitre III : Calcul des éléments		
III.2 Les escaliers		
Tableau III.2.1	Charge permanente de la paillasse.	46
Tableau III.2.2	Charge permanente du palier.	46
Tableau III.2.3	Charge permanente du mur extérieur.	47
III.4. Les planchers		
Tableau III.4.1	Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	84
Tableau III.4.2	Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	87
Tableau III.4.3	Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	94
Tableau III.4.4	Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	95
III.6. la salle machine		
Tableau III.6.1	Récapitulatif des résultats dans les deux sens	118
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA		
Tableau V.1	Valeurs des pénalités dans les deux sens.	155
Tableau V.2	Vérification de la résultante des forces sismiques.	156
Tableau V.3	Centre de torsion et centre de masse de la structure	157
Tableau V.4	Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.	157
Tableau V.5	Récapitulatif de l'effet P- Δ .	158
Tableau V.6	L'effort normal réduit dans les poteaux	159
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux		
VI.1. Ferrailage des poteaux		
Tableau VI.1.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle	160
Tableau VI.1.2	Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA	161
Tableau VI.1.3	Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens	164
Tableau VI.1.4	Détermination de la zone nodale.	168
Tableau VI.1.5	Vérification au cisaillement dans les poteaux.	169
Tableau VI.1.6	Vérifications des contraintes à l'ELS	170
Tableau VI.1.7	Ferrailage finale des poteaux.	171
VI.2. Ferrailage des poutres		

Tableau VI.2.1	Recommandations du RPA	172
Tableau VI.2.2	Ferraillage des poutres principales.	175
Tableau VI.2.3	Ferraillage des poutres secondaires.	175
Tableau VI.2.4	Ferraillage des armatures transversales	175
Tableau VI.2.5	Vérification de la condition de non fragilité.	176
Tableau VI.2.6	Vérification au cisaillement.	176
Tableau VI.2.7	Influence de l'effort tranchant sur le béton.	177
Tableau VI.2.8	Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales.	179
Tableau VI.2.9	Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.	179
Tableau VI.2.10	Récapitulatif de ferraillage des poutres.	180
VI.3. Ferraillage des voiles		
Tableau VI.3.1	Ferraillage adopté pour le voile transversale V_{T1}	188
Tableau VI.3.2	Voiles de longueur $L= 1.5m$	190
Tableau VI.3.3	Voiles de longueur $L= 4.00m$	190
Tableau VI.3.4	Voiles de longueur $L= 2.25m$	191
Tableau VI.3.5	Voiles de longueur $L= 1.00m$	191
Tableau VI.3.6	Voile de longueur $L= 4.30m$	192
Chapitre VII : Etude du mur plaque		
Tableau VII.1	Sollicitations de mur plaque.	195
Tableau VII.2	Ferraillage du mur.	198
Tableau VII.3	vérifications de la condition de non fragilité.	198
Tableaux VII.4	Vérification des contraintes à l'ELS.	200
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure		
Tableau VIII.1	Surface des semelles filantes sous voiles	204
Tableau VIII.2	Surface de semelles filantes sous poteaux.	205
Tableau VIII.3	les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.	208
Tableau VII.4	Ferraillage de la poutre de rigidité.	209
Tableau VII.5	Ferraillage d'armatures transversales	209

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	16
Chapitre III : Calcul des éléments :	
III.1 : Calcul de l'acrotère	35
III.2 : Calcul d'escaliers	44
III.3 : Calcul de la poutre palière	64
III.4 : Calcul des planchers	73
III.5 : Calcul des balcons	102
III.6 : Etude de la salle machine	112
Chapitre IV : Modélisation de la structure	128
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA	148
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux :	
VI.1 : Ferrailage des poteaux	160
VI.2 : Ferrailage des poutres	171
VI.3 : Ferrailage des voiles	181
Chapitre VII : Etude du mur plaque	191
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	201
Conclusion générale	

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est le domaine qui intègre l'ensemble des techniques sur tous types de constructions. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les ouvrages et éléments d'ouvrages en génie civil doivent être conçus et calculés de manière à résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Ce présent travail est divisé en sept chapitres dans lesquels on expose au fur et à mesure les dimensions des éléments structuraux, le ferrailage de la structure et le type de fondation le plus adéquats pour notre bâtisse.

Dans le premier chapitre, nous présentons les caractéristiques géométriques du projet, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol.

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement de la structure pour pouvoir la modéliser, estimer son poids propre et définir des épaisseurs économiques qui nous permettront d'éviter les éventuels surcoûts.

Pour le troisième chapitre, nous le consacrons au calcul des éléments non-structuraux qui ne contribuent pas à la stabilité vis-à-vis du séisme et qui sont notamment les planchers, les balcons, les escaliers et l'acrotère.

Le quatrième et le cinquième chapitre traitent la modélisation de la structure via ETABS pour pouvoir identifier la disposition des voiles qui assure la meilleure dissipation d'énergie ainsi que la vérification de la stabilité conformément au règlement parasismique Algérien de 1999 modifié en 2003.

Dans le sixième chapitre, nous calculons le ferrailage des éléments structuraux qui sont les poteaux, les poutres et les voiles ; ceci en se référant aux BAEL91mod 2003 ainsi qu'aux sections minimales exigées par le RPA99/version 2003.

Nous terminons ce travail avec l'étude de l'infrastructure. Après calcul nous définissons le type de fondation le plus adéquat et nous déterminons son ferrailage.

INTRODUCTION :

Tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre coût. Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, CBA93, DTU et DTR.

I.1. Description de l'ouvrage :

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage à usage Commercial et d'habitation (R+06+Sous-sol), qui sera implanté à *Tizi-Ouzou*. Notre immeuble est classé selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (*zone IIa*).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « ouvrage d'importance moyenne », la contrainte du sol est d'une valeur de 2 bars, cette contrainte correspond à un sol meuble «S3». Cet ouvrage est composé :

- ✓ Un rez-de-chaussée constitué de locaux commerciaux ;
- ✓ 6 étages courants à usage d'habitation (4 logements de type F3 dans chaque niveau) ;
- ✓ Une cage d'escaliers ;
- ✓ Une cage d'ascenseur ;
- ✓ Un sous-sol ;
- ✓ Une toiture inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- **Dimensions en plan :**
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : $L = 28$ m.
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : $l = 17,20$ m.
- **Dimensions en élévation :**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment : $H_t = 24,3$ m.
 - ❖ Hauteur du sous-sol : $H_{ss} = 3,06$ m.
 - ❖ Hauteur du RDC : $H_{RDC} = 3,96$ m.
 - ❖ Hauteur d'étage courant : $H_e = 2,88$ m.

I.3. Les éléments constituant l'ouvrage :

a) La superstructure :

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des éléments situés au-dessus de la terre. Elle est composée de :

I.3.1. Ossature du bâtiment :

Ossature est composée d'éléments porteurs verticaux (poteaux) et d'éléments porteurs horizontaux (poutres), leur assemblage constitue un portique. Et d'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement.

Le rôle principal des différents éléments est de :

- Reprendre les charges verticales de la structure (charge permanente, charges d'exploitation...).
- Assurer le contreventement, autrement dit, résister aux charges horizontales dus principalement au séisme

I.3.2. Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal. Ils assurent deux fonctions :

- Les résistances mécaniques : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; pour le confort des occupants.

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalles pleines, les planchers en corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

On distingue deux types de planchers :

I.3.2.1. Planchers en corps creux :

Les planchers en corps creux sont constitués de :

a) Nervures : appelées poutrelles.

Qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de 65 *cm*.

b) Un remplissage en corps creux

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

c) Une dalle de compression en béton :

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

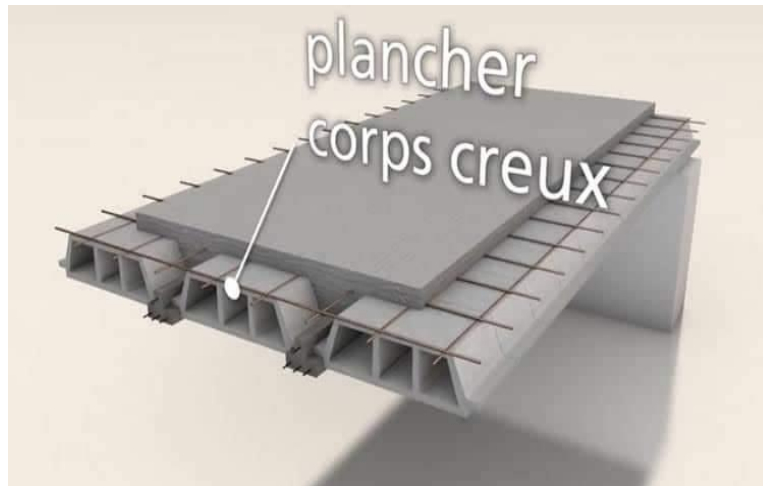


Figure I.1. Plancher en corps creux.

I.3.2.2. Dalles pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine et les balcons.

I.3.3. Les portiques :

Sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales.

I.3.4. Les voiles :

Sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.3.5. Balcons :

Les balcons seront réalisés en corps creux.

I.3.6. Escaliers :

Sont des éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte une cage d'escaliers. Ils sont constitués de deux volées et d'un palier de repos coulés sur place.

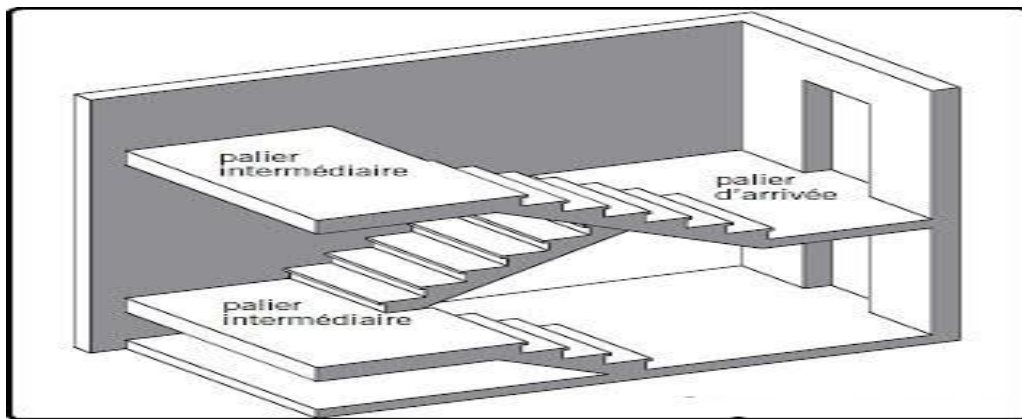


Figure I.2. Les escaliers.

I.3.7. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du rez-de-chaussée au 6^{ème} étage.

I.3.8. Maçonneries :

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons :

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de **15** et **10** cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de **5** cm.
- Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10** cm d'épaisseur.

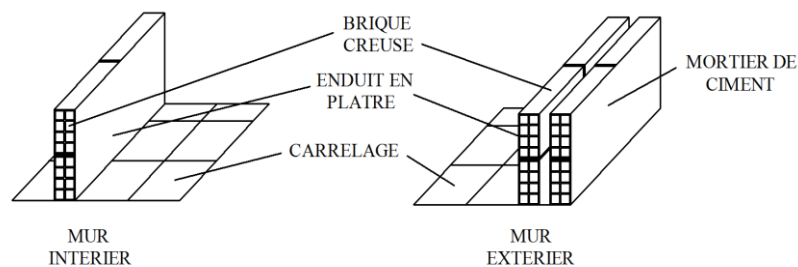


Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs

I.3.9. Les revêtements :

-Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

-Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades, cage d'escalier.

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eaux.

I.3.10. Console en porte -à- faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

I.3.11. Acrotère :

L'acrotère sera réalisé en béton armé sa hauteur est de 60 cm.

I.3.12. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique (pour les voiles) pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique (en bois).

b) L'infrastructure :

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations de l'ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés.

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

Le choix des fondations dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

I.4. La réglementation utilisée :

Les règles utilisées sont :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 modifié 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (**RPA99/ version 2003**) ainsi que les règles de béton armé aux états limite (**BAEL 91/ modifiée 99**).

1. Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue caractéristique mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie des granulats, le dosage en ciment et l'âge du béton. Donc le béton est un mélange de ciment, de sable, de gravier et d'eau.

Caractéristiques physiques et mécaniques :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement du projet dans les cas courant, un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes cylindriques normalisées dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton d'âge ≤ 28 jours sa résistance est calculée comme suit : D'après le (**BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11**).

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

Pour des résistances $f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à « j » jour est définie conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la relation :

$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ en MPa Avec : $f_{cj} < 60$ MPa..... (Art A.2.1.12 BAEL 99).

✓ Dans notre cas on a $f_{c28} = 25$ MPa d'où $f_{ij} = 2.1$ MPa.

c) Contrainte limite du béton :

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

▪ Etat limite ultime (E.L.U):

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $\gamma_b = 1,5$ en sollicitations durables
- $\gamma_b = 1,15$ en sollicitations accidentelles

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

- $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 0.9$ $1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heure}$ (Accidentelle)
- $\theta = 1$ $t > 24 \text{ heure}$ (durable)

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, on aura : $f_{bu} = 18.48$ MPa

Diagramme contrainte déformation de béton à l'État Limite Ultime :

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole-rectangle » comme le montre la **figure (I.4)** suivante :

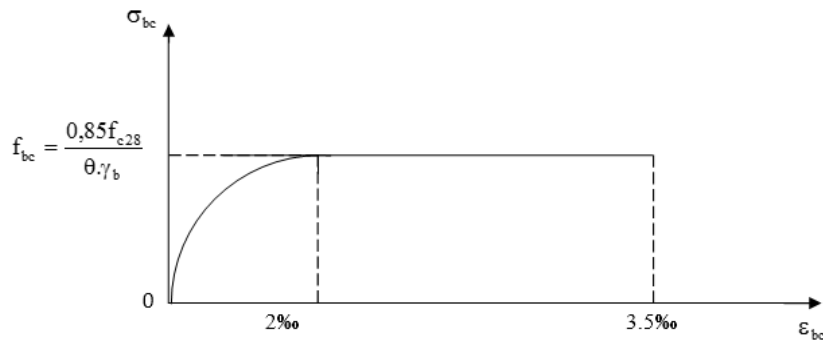


Figure I.4. Diagramme contraintes – déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- La partie courbe limitée à 2‰ (état élastique).
- La partie rectangle (état plastique).

▪ **Etat limite de service (ELS)**

Il correspond à l'état au-delà duquel les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (BAEL 91/ modifié 99, Art.A.4.5.2)}$$

Avec σ_{bc} la contrainte admissible à l'ELS

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa.}$$

Le béton est considéré comme élastique linéaire. La courbe contrainte – déformation à l'ELS est illustrée par la figure suivante :

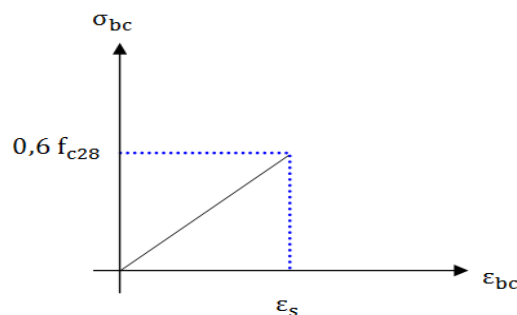


Figure I.5. Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

d) Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1.1 BAEL) :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$, Pour une fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

e) Module d'élasticité longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

❖ **Module d'élasticité instantanée : (BAEL91/ modifié99, Art A.2.1, 21).**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (chargement de longue durée), en (MPa)}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

❖ **Module de déformation transversale: (Art. A.2.1.3. BAEL99. modifié 99) :**

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young (Module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

f) Coefficients de poisson (Art .2.1, 3. BAEL91.modifié99) :

Le coefficient de poisson (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$v = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il sera pris égal à :

- $v = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $v = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

1. L'acier :

- Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance en traction.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa. (BAEL91/Art A.2.2.1)

Nous définissons les aciers par :

a- Module d'élasticité longitudinale :

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

$E_s = 2.10^5$ MPa; Art (A.2.2, 1 BAEL 91/modifié 99).

b- Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime :**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ situation accidentelle. (Art A.4.3,2/BAEL 91).

$\sigma_{st} = 384$ MPa pour les aciers à haute adhérence (HA).

- **Contrainte limite de service :**

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

✓ **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :

$$\sigma_{st} = f_e$$

✓ **Fissurations préjudiciables :**

Lorsque les éléments sont exposés aux intempéries il y'a risque d'infiltration, donc la contrainte est limitée comme suit :

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

✓ **Fissurations très préjudiciables :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif. Donc la contrainte est limitée comme suit:

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ;$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA < 6 mm.

Diagramme contraintes – déformations de l'acier : (BAEL91/Art 2.2.2)

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

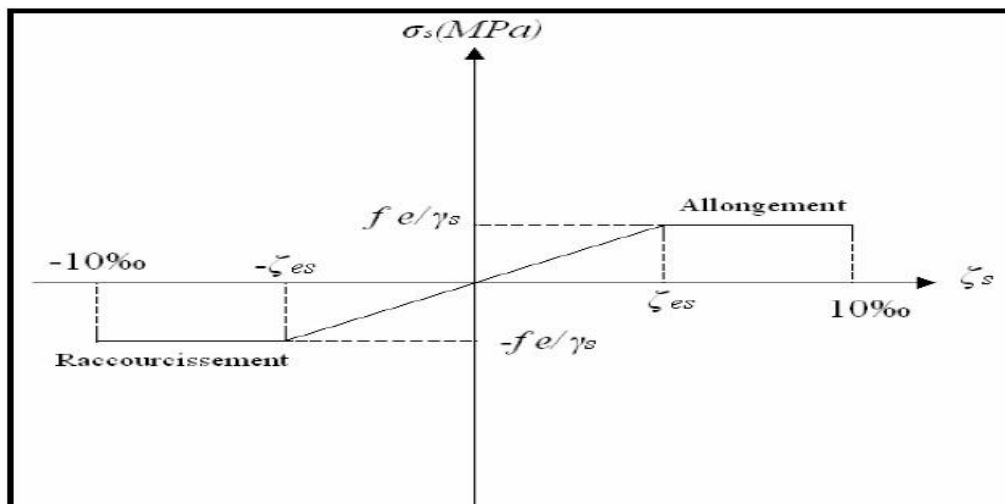


Figure I.6. Diagramme contrainte – déformation de l'acier.

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E_s = 2.10^5$ MPa.

Tableau I.1. Les contraintes des aciers utilisés.

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

Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

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

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $3 \leq C \leq 5$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $1 \leq C \leq 3$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

CONCLUSION :

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

II.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse au pré- dimensionnement des éléments qui permettent de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et les différentes vérifications en suivant les règles **BAEL91** (modifié **99**) et **RPA 99** modifié en **2003**.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les planchers:

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. La structure comporte deux sortes de planchers qui sont :

a - Planchers à corps creux :

Les planchers sont en corps creux associés à des poutrelles qui sont disposées suivant le sens de la petite portée. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{ArtB.6.8.424/BAEL91})$$

h_t : Epaisseur du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

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

D'où:

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16.66 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adoptera un plancher de $h_t = 20\text{cm}$; soit un plancher de (16+4) pour tous les étages, avec :

- ✓ L'épaisseur du corps creux : 16 cm,
- ✓ L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm,

Schéma correspondant

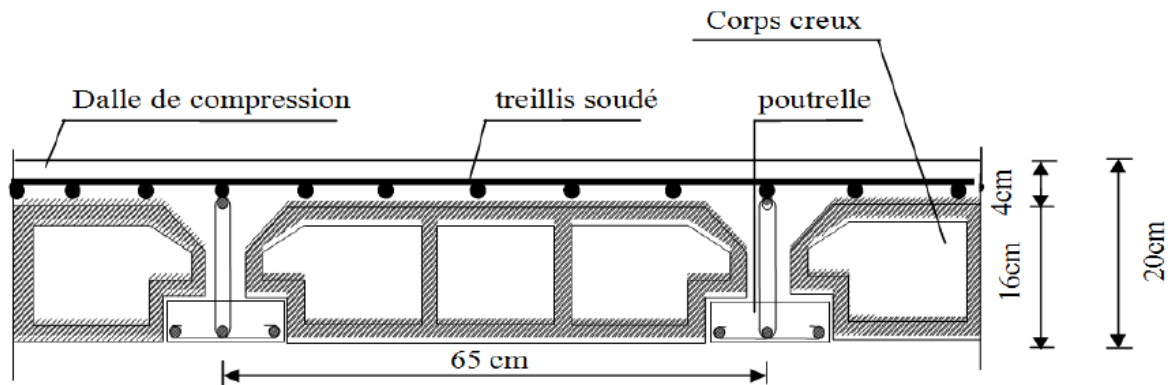


Figure II.1: Plancher à corps creux.

b - Plancher dalle pleine

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

➤ Condition de résistance à la flexion :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$L_x = 2,05\text{m} = 205\text{ cm}$ (Dalle pleine).

La dalle pleine : $4 < e < 5$ donc : $e = 4\text{ cm}$

➤ Résistance au feu : (BAEL 91 révisé 993.1.33)

$e = 7\text{ cm}$: pour une heure de résistance au feu.

$e = 11\text{ cm}$: pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

$e_p \geq 11\text{ cm} \longrightarrow e_p = 12\text{ cm}$.

➤ **Isolation acoustique : (CBA93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de $M = 350 \text{ kg/m}^2$.

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à **15 cm**.

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

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

D'après le **RPA 99(version 2003)**, (**art 7.5.1**) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

Avec : L : portée maximale entre nus d'appuis,

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre.

II.3.1. Poutres principales :

Éléments porteurs horizontaux et linéaires faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon les règles « **BAEL 91, modifiées 99** », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{array} \right.$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales).

h_t : la hauteur de la poutre.

- **Hauteur h :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad L=430 - 25 \quad L= 405\text{cm} \quad \longrightarrow \quad L= 405\text{cm}$$

Qui donne :

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \quad \longrightarrow \quad 27 \leq h_t \leq 40.5$$

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

- **Largeur b :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

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

- Pour des raisons architecturales dans le but d'éviter les arêtes, ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amenée à adopter la valeur de $b = 25 \text{ cm}$, légèrement supérieure à sa fourchette. Par rapport aux exigences de RPA99 version 2003 on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{cases}$$

II.3.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle principale est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.

Leurs dimensions sont données comme suit :

- **Hauteur h :**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires)

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

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \longrightarrow \quad 25 \leq h_t \leq 37.5.$$

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

Largeur b:

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 25 cm.**

- Pour des raisons architecturales dans le but d'éviter les arêtes, ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amenée à adopter la valeur de $b = 25 \text{ cm}$, légèrement supérieure à sa fourchette. Par rapport aux exigences de RPA99 version 2003 on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

II.3.3. Poutres palières :

Leurs dimensions sont données comme suit :

- **Hauteur h :**

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

l : portée maximale entre nus d'appuis.

$$l = 360 \text{ cm.}$$

$$l_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$$

$$\frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \longrightarrow 22,33 \leq h_t \leq 33,5$$

On prend : **h_t = 35 cm**

- **Largeur b :**

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 25 cm.**

$$\text{D'où: } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

II.3.4. Poutre de chaînage :

- **Hauteur h :**

Nous avons : $L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$.

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h \leq 37,5.$$

On prend : **h = 35cm.**

- **Largeur b:**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5.$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 25 cm.**

D'où:
$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

II.3.5. Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003 :

D'après les conditions du **RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres:

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.1: Vérification aux exigences du RPA.

Conditions	Poutre Principale (cm)	Poutre Secondaire (cm)	Poutre Palière (cm)	Poutres de chaînage (cm)	vérification
$h \geq 30$ [cm]	$35 \geq 30 \text{ cm}$	$35 \geq 30 \text{ cm}$	$35 \geq 20 \text{ cm}$	$35 \geq 20 \text{ cm}$	vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	$25 \geq 20 \text{ cm}$	$25 \geq 20 \text{ cm}$	$25 \geq 20 \text{ cm}$	$25 \geq 20 \text{ cm}$	vérifiée
$h/b \leq 4$	$1.4 \leq 4$	$1.4 \leq 4$	$1.4 \leq 4$	$1.4 \leq 4$	vérifiée

II.3.6. Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- ♦ Les poutres principales : **(35×25) cm².**
- ♦ Les poutres secondaires : **(35×25) cm².**

- ♦ Les poutres palières : (35×25) cm².
- ♦ Les poutres de chaînage : (35×25) cm².

Poutres principales. Poutres secondaires. Poutres palières. Poutres de chaînage.

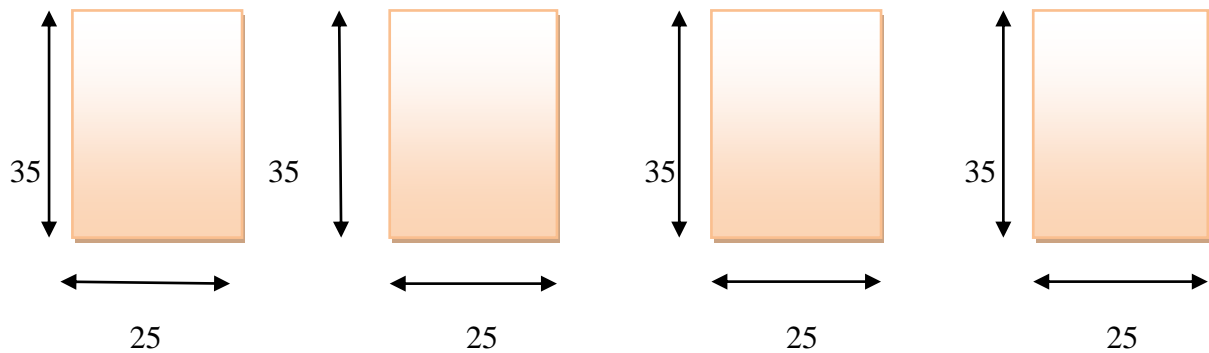


Figure II.2. Dimensions des poutres.

II.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs rigides en béton armé, coulés sur place et sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

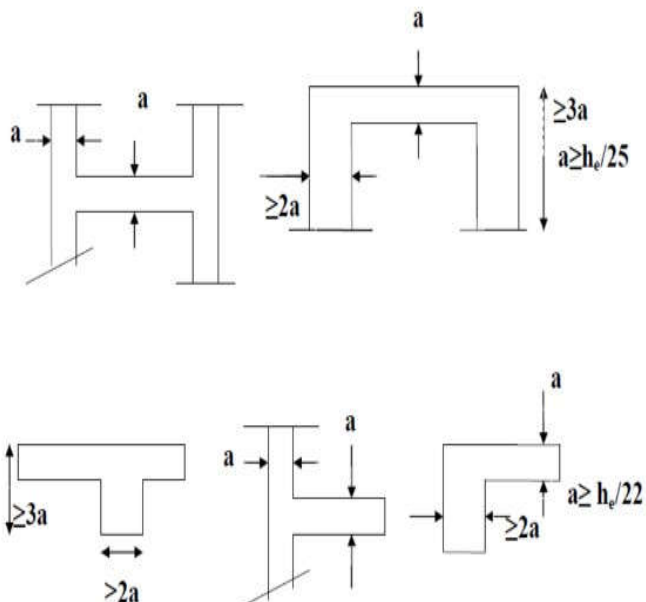


Figure II.3. Coupe d'un voile en plan.

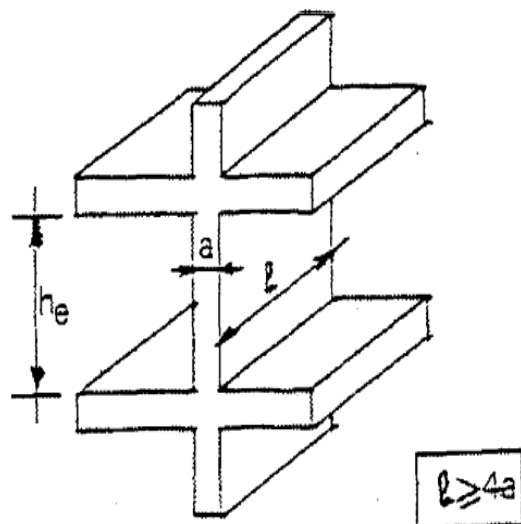


Figure II.4. Coupe d'un voile en élévation.

- L'épaisseur du voile :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur donnée par le **RPA99/2003**

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \longrightarrow e = \frac{h_e}{20}$$

Avec : $h_e = h - e_p$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{hauteur libre du voile (hauteur d'étage - épaisseur de la dalle)} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \\ h : \text{hauteur de l'étage.} \end{array} \right.$$

❖ La hauteur d'étage 2,88m :

$$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm.}$$

$$\text{➤ Nous aurons donc : } e \geq \frac{268}{20} = 13,4 \text{ cm.}$$

❖ La hauteur du RDC 3,96m :

$$h_e = 396 - 20 = 376 \text{ cm.}$$

$$\text{➤ Nous aurons donc : } e \geq \frac{376}{20} = 18,8 \text{ cm.}$$

❖ La hauteur du sous-sol 3,06m :

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

$$\text{➤ Nous aurons donc : } e \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

Enfin : $e = \max (13,4 ; 18,8 ; 14,3) = 18,8 \text{ cm.}$

✓ Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles ($a = 20 \text{ cm}$).

Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1) :

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur L_{\min} doit satisfaire la condition ($L_{\min} \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- Les voiles que comportera notre structure seront de 20 cm.
- On prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

- $e = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$.
- Finalement, on adoptera un voile d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$ et de longueur minimale
- $L_{\min} = 80 \text{ cm}$.

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité $N_s = (G+Q)$.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad [\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/2003}]$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

❖ Remarque :

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

II.6. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

II.6.1 Les charges permanentes G :

a) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : **60cm**

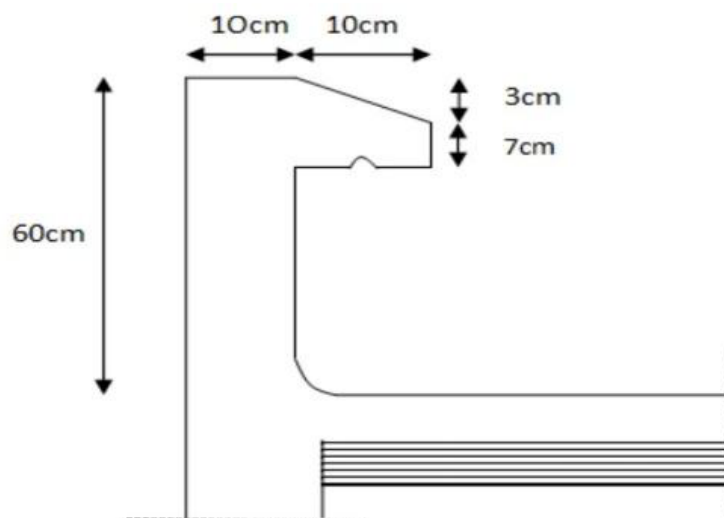


Figure II.5. Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Le poids propre :

$$G = \rho \times S$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

b) Plancher terrasse inaccessible

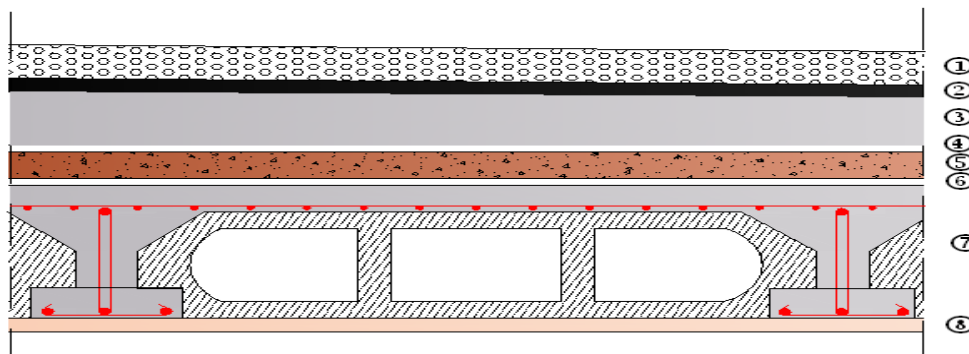


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II.2. Évaluation, des charges et surcharge du plancher terrasse inaccessible

Désignations des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	17	0.85
étanchéité de type multiple	0.02	6	0,12
béton en forme de pente	0.06	22	1.32
pare vapeur	1 feuille	/	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher corps creux	(16+4)	3	1.9775
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G= 4.64 kN/m²		

c) planchers étages courants

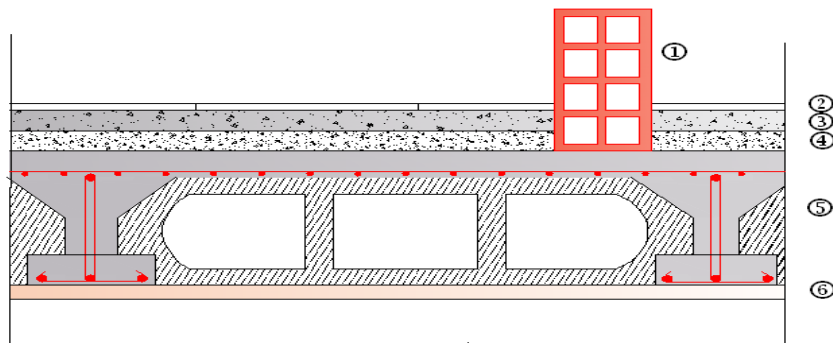


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courante.

Tableau II.3.Évaluation des charges et surcharges du plancher étages courants.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Cloison de séparation interne	0.10	9	0.9
Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit du sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	(16+4)	3	1.9775
Enduit du plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G= 4.32 kN/m²		

d) Maçonnerie

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

d-1. Murs extérieurs :

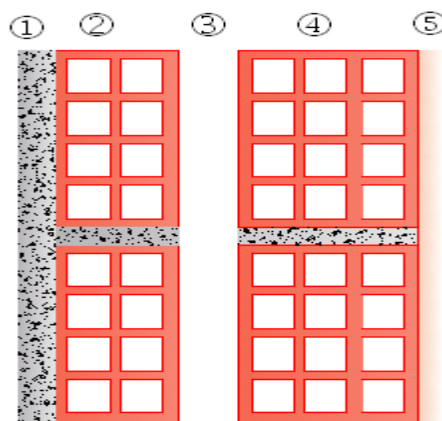


Figure II.8.Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.4. Évaluation des charges et surcharge des murs extérieures.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
enduit de ciment	0.02	22	0,44
Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
Lame d'air	0.05	0	0
Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Charge permanente totale	G= 2.44 kN/m²		

d-2. Murs intérieurs :

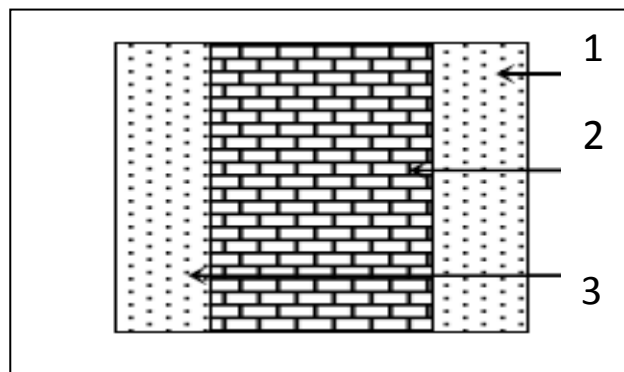


Figure II.9. Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.5. Évaluation des charges et surcharge des murs intérieures.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuses	0.1	9	0,9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Totale			1,3

Tableau II.6. Charges permanentes des éléments.

Eléments	charge permanente G (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	4.64
Plancher étage courante	4.32
Mur extérieur	2.44
Mur intérieur	1.3

II.6.2 Les Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Tableau II.7. Surcharges d'exploitation des différents éléments

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher RDC à usage commercial	3.5
Plancher étage courant a usage d'habitation	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Balcon	3.5

II.7. Descente de charge :

La décente des charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

Elle permet l'évaluation de la plus part des charges revenant a chaque élément de la structure on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère....).

II.7.1. La surface d'influence revenant au poteau :

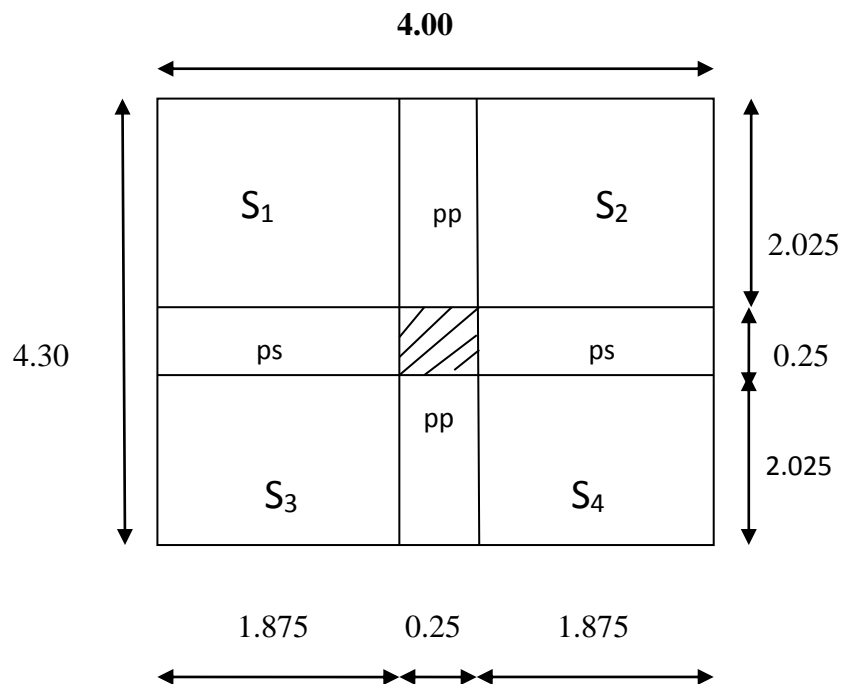


Figure II.10. La surface afférente du poteau.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

- **Section nette :**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.875 \times 2.025 = 3.797 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.875 \times 2.025 = 3.797 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.875 \times 2.025 = 3.797 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.875 \times 2.025 = 3.797 \text{ m}^2$$

$$S = 15.188 \text{ m}^2$$

- **Section brute:**

$$S_{\text{brute}} = S_{\text{totale}} = 4.00 \times 4.30 = 17.2 \text{ m}^2.$$

II.7.2 Déterminer le poids propre des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (25x25) cm² qui correspond à la section minimale exigée par le RPA 99 (version 2003) en zone (IIa).

- ❖ **Poids du plancher :**

$$G_{\text{pt}} = S_{\text{nette}} \times G_T$$

-Plancher terrasse : $G_{pt} = 15.188 \times 4.64 = 70.47 \text{ kN}$.

- Plancher d'étage courant : $G_{pc} = 15.188 \times 4.32 = 65.61 \text{ kN}$.

❖ **Poids des poutres :**

$$P_{\text{poutres}} = (b \times h \times \rho) \times L \begin{cases} \rho : \text{poids volumique du béton} \\ L : \text{longueur de la poutre.} \end{cases}$$

Les poutres principales (35×25)

$$P_{pp} = (0,25 \times 0,35 \times 25) \times (2,025 + 2,025) = 8.86 \text{ kN}$$

Les poutres secondaires (35×25)

$$P_{ps} = (0,25 \times 0,35 \times 25) \times (1,875 + 1,875) = 8.20 \text{ kN}$$

D'où :

$$\text{Le poids total : } P_t = P_{pp} + P_{ps} = 8.86 + 8.20 = 17.06 \text{ kN}$$

❖ **Poids propre des poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone II a (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Le poids propre des poteaux est calcul avec l'utilisation de la formule ci-dessous :

$$P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$$

Avec:

S : section des poteaux.

ρ : poids volumique du béton.

h_e: hauteur d'étage.

- Poteau RDC : $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 3,96) \times 25 = 6,19 \text{ KN}$.

- Poteau du sous-sol : $P_{S-sol} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$.

- poteau d'étage courant = $p_{\text{étage}} = (0,25 \times 0,25 \times 2,88) \times 25 = 4,5 \text{ KN}$.

II.7.3. Surcharge d'exploitation Q :

Plancher étage courant à usage d'habitation : 1,5 KN/m²

Plancher terrasse inaccessible : 1 KN/m²

- terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 15,188 = 15,188$ KN.
- Étages courants : $Q_1 = 1.5 \times 15,188 = 22.782$ KN.
- Plancher RDC à usage commercial : $Q_2 = 3.5 \times 15.188 = 53,158$ KN.

II.7.4. Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le *BAEL91 modifié 99* cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux $n \geq 5$ niveaux OÙ les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_i^n Q_i$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

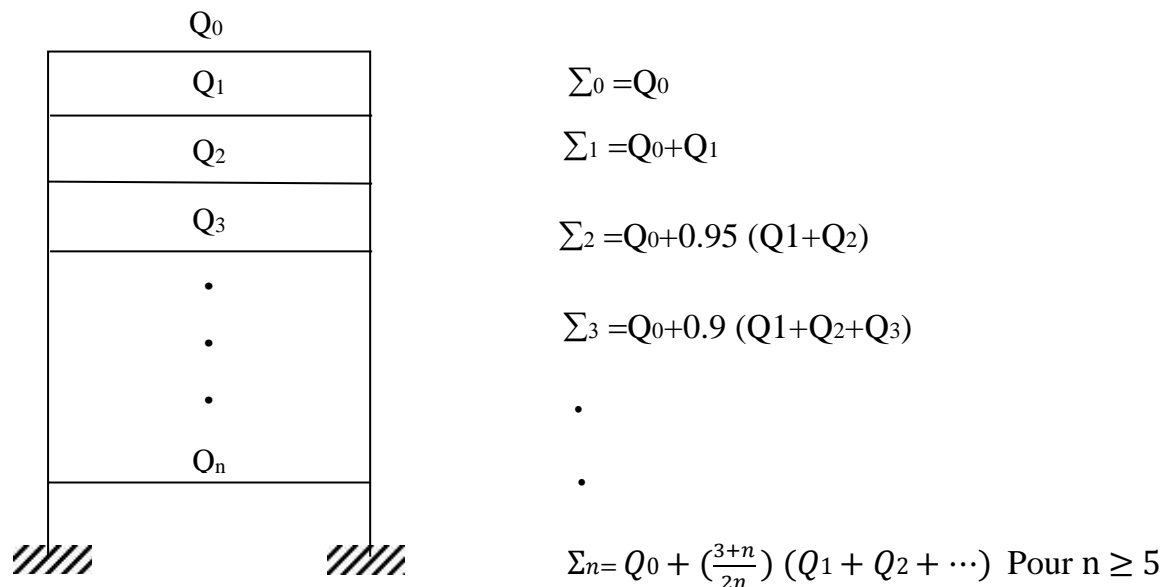


Figure II.11. Loi de dégression des surcharges.

❖ Coefficients de dégression de surcharges :

Tableau II.8. Coefficients de dégression de surcharge.

Niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714

Les surcharges cumulées :Niveau 6: Q_0 Niveau 5 : $Q_0 + Q_1$ Niveau 4 : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ Niveau 3 : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ Niveau 2 : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ Niveau 1 : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ Niveau RDC : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ Niveau SS : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ **Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression**Niveau 06 : $Q_0 = 15,188 \text{ kN}$.Niveau 05: $15,188 + 22,782 = 37,97 \text{ kN}$.Niveau 04: $15,188 + 0,95 (2 \times 22,782) = 58,47 \text{ KN}$ Niveau 03: $15,188 + 0,9 (3 \times 22,782) = 76,69 \text{ KN}$ Niveau 02: $15,188 + 0,85 (4 \times 22,782) = 92,65 \text{ KN}$ Niveau 01 : $15,188 + 0,80 (5 \times 22,782) = 106,32 \text{ KN}$ Niveau RDC : $15,188 + 0,75 (6 \times 22,782) + 53,158 = 170,87 \text{ KN}$ Niveau S-S : $15,188 + 0,714 (7 \times 22,782) + 53,158 = 182,21 \text{ KN}$

Tableau II.9. Tableau récapitulatif de la descente de charge.

Charges permanentes (KN)						Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux	Section du poteau (cm ²)	
Niveau	Poids de plancher	Poids de poutre	Poids de poteau	G	Gc	Q	Qc	N=Gc+Qc	Section trouvée	Section Adoptée
6	70,47	17,06	4,5	91,72	91,72	15,188	15,188	106,908	142,544	35x35
5	65,61	17,06	4,5	87,17	178,89	22,782	37,97	216,86	289,147	35x35
4	65,61	17,06	4,5	87,17	266,06	22,782	60,752	326,812	435,749	40x40
3	65,61	17,06	4,5	87,17	353,23	22,782	83,534	436,764	582,352	40x40
2	65,61	17,06	4,5	87,17	440,4	22,782	106,316	546,716	728,955	40x40
1	65,61	17,06	4,5	87,17	527,57	22,782	129,098	656,668	875,557	45x45
RDC	65,61	17,06	6,19	88,86	616,43	53,158	182,256	798,686	1064,915	45x45
S sol	65,61	17,06	4,78	87,45	703,88	22,782	205,038	908,918	1211,891	45x45

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA [Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003] :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \implies en zone I et II a
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \implies en zone II b et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

- Les sections choisis sont :

Tableau II.10. Vérification des conditions exigées par RPA.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\min (b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min (35, 35)= 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{288}{20} = 14.4\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
40x40	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (40,40)=40 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{288}{20} = 14.4\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	
45x45	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (45, 45)= 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq h_e/20$	$\frac{h_e}{20} = \frac{288}{20} = 14.4\text{cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 = 0,25 < 1 < 4$	

➤ **Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés. Pour éviter le flambement des poteaux, il faut que leurs élancements vérifiés la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d’inertie du poteau : $I = bh^3/12$,

B : Section transversale du poteau ($B = h \times b$).

l_0 : Longueur d’un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{h} \rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

En simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$

- **Poteaux (45×45) cm² (Sous-sol) :**

$\lambda = 2.42 \times 3,06 / 0.45 = 16.46 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteau (45×45) cm² (RDC) :**

$\lambda = 2.42 \times 3,96 / 0.45 = 21,29 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteaux (45×45) cm² (1^{er} étage) :**

$\lambda = 2.42 \times 2,88 / 0.45 = 15,49 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteaux (40×40) cm² (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage) :**

$\lambda = 2.42 \times 2,88 / 0.40 = 17,42 < 50$ Condition vérifiée.

- **Poteaux (35×35) cm² (5^{ème}, 6^{ème} étage) :**

$\lambda = 2.42 \times 2,88 / 0.35 = 29,91 < 50$ Condition vérifiée.

- ✓ La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.8 Conclusion

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Les Planchers en corps creux :** (16+4) cm

- **Les Poutres principales :** b= 25cm.

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Les Poutres secondaires :** b= 25 cm.

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Les poutres palières :** b= 25cm.

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Les poutres de chaînage :** b= 25cm.

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Les Poteaux :**

Sous-sol et RDC et 1^{er} étages : 45×45 cm².

2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étages: 40×40 cm².

5^{ème} et 6^{ème} étages : 35×35 cm².

- **Les Voiles** : épaisseur $e = 20$ cm

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certaines doivent être vérifiées sous l'action de la charge sismique.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL91 modifié 99**) et **RPA 99 modifié 2003**.

III.1.Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protège le gravier contre la poussée du vent et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcul sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M).

Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre dans la section d'encastrement.

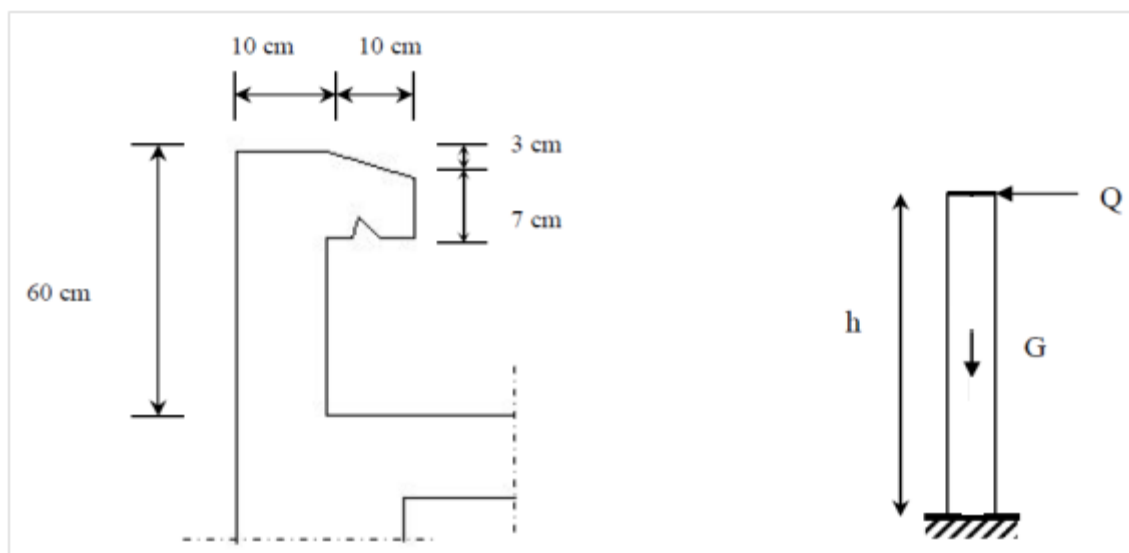


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

Figure III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1. Détermination des sollicitations :

A. Le chargement :

- Poids propre « G » :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml} \longrightarrow G = 25 \times S$$

Avec:

ρ : Poids volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

B. Calcul des sollicitations :

- Effort normal

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$$

- Effort horizontal

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal

$$M = Q \times H \times 1 \text{ ml}$$

$$M = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

C. Diagramme des efforts:

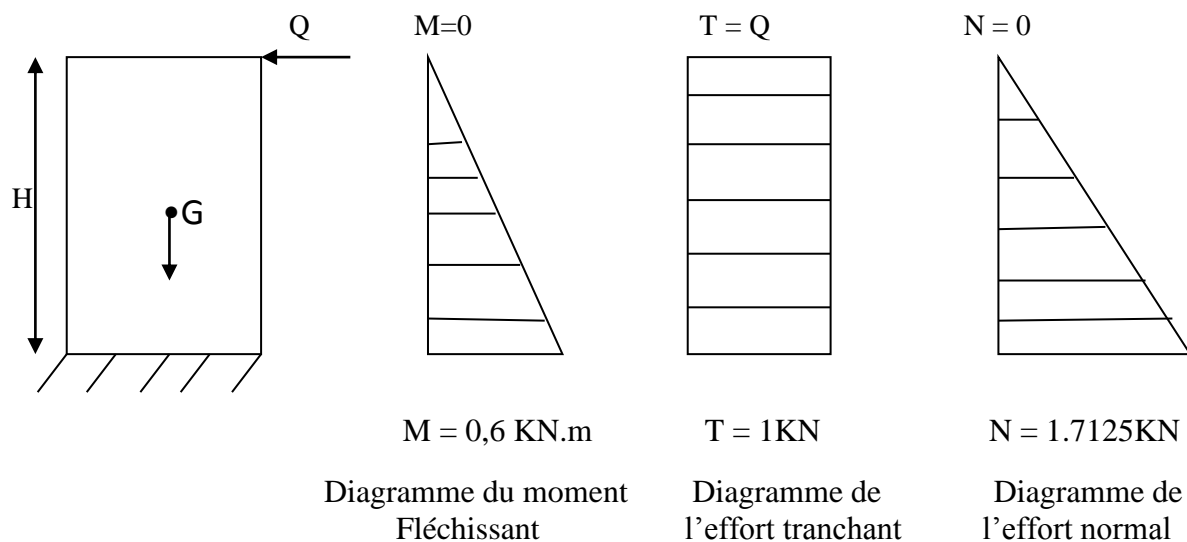


Figure III.1.3 : Diagramme des efforts internes

III.1.2. Combinaisons de charges

a) Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1,7125 = 2,3118 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN. m}$$

b) Etat limite de service

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN. m}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

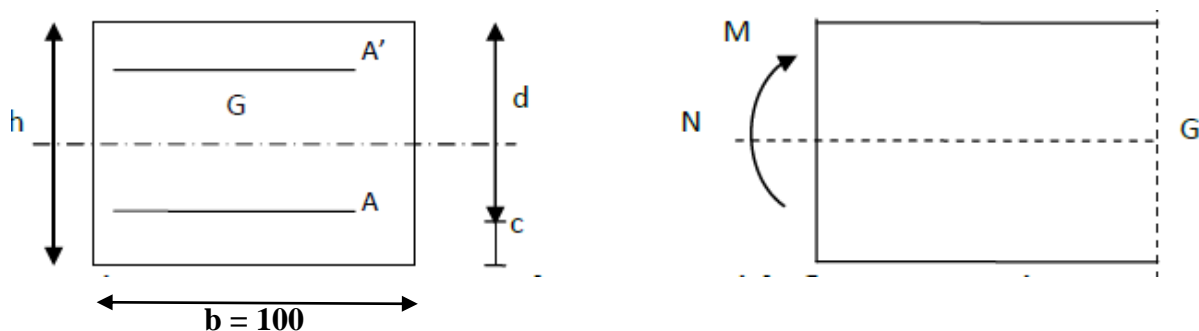


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : Largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 3 cm.

$d = h - c = 7\text{cm}$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures des armatures tendues.

A. Calcul des armatures à L'ELU :

➤ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3118} = 0.389 \text{ m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$$

Avec :

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

B. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

➤ Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times \left[\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c \right]$$

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

$$M_f = 0.9 + 2.3118 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right)$$

$$M_f = 0.946 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0.946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14,2 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_{id} = 0.329 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.993$$

➤ **Calcul de section des armatures fictives**

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

C. Section des armatures réelles (en flexion composée)

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.3118}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ On opte pour la section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.1.4. Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art4.2.1)**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{\min}$.

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

$$\text{Avec : } e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.3118} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

D'où :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{39 - 0.445 \times 7}{39 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 \quad A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

avec un espacement **St = 30cm**

➤ Vérification au cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_s = 1.5 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

V_u : effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times Q}{1000 \times 70} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_u = 0.021 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99):**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U_i}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.237 \text{ MP} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié 99) :**

-Armatures principales : $S_t \leq (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies \text{Condition est vérifiée.}$$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Donc les armatures sont convenablement réparties.

➤ **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

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

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$

$$L_s = 0,6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28,219 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.5. Vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

A. Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \right]$

—————> Fissuration préjudiciable.

Les aciers : $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA} : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \end{array} \right.$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{min} \{ 266,67 ; 201,63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,915 \\ K_1 = 43,82 \end{array} \right\} \text{ à partir des tableaux à l'ELS}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{0.6 \times 10^3}{2.01 \times 0.915 \times 7} = 46,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

✓ La section n'est pas vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

B. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.60}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

D'où :

$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ —————> la condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3) :

D'après le RPA99 version 2003, les forces horizontales de calcul (F_p) agissent sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique : IIa} \\ \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \mathbf{A = 0.15}$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0,8$.

W_p : Poids de l'acrotère, $W_p = 1,7125 \text{ KN/ml}$

D'où

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- ✓ La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.
- ✓ On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

III.1.7. CONCLUSION :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- ✓ Armatures principales : **4 HA 8 = 2,01 cm², St = 25 cm.**
- ✓ Armatures de répartitions : **4 HA 8 = 2,01 cm², St = 30 cm.**

III.2 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonctions du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

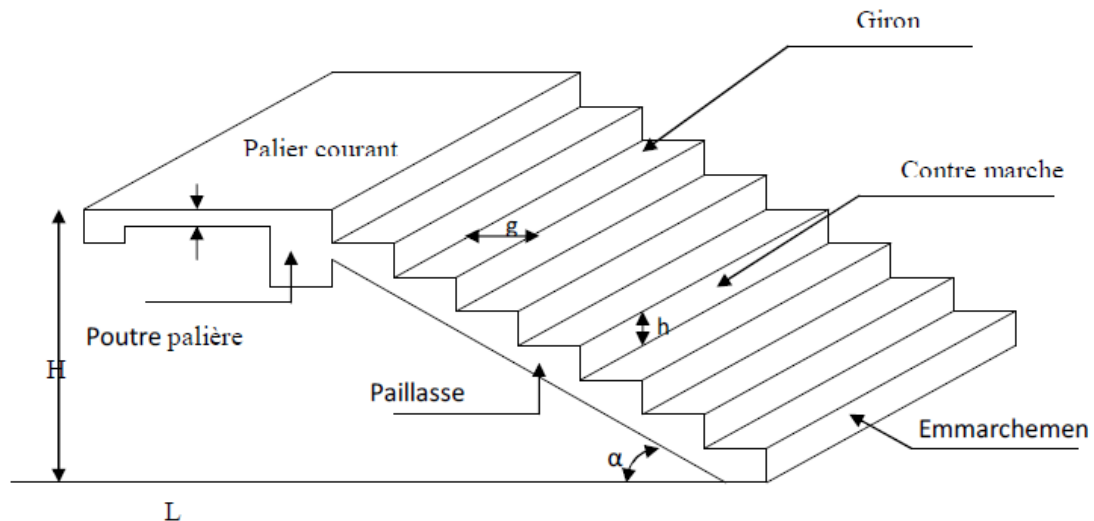


Figure III.2.1 : schéma de l'escalier.

Notions utilisées

- ✓ g : Largeur de la marche.
- ✓ h : Hauteur de la contre marche.
- ✓ e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓ H : hauteur de la volée.
- ✓ l : portée de la paillasse.
- ✓ l_2 : largeur du palier.
- ✓ l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- ✓ L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.2.1 Les éléments d'un escalier :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage service ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28 cm au minimum pour qu'un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLANDEL** qui est : $2h + g = 59$ à 64 .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulées sur place.

III.2.2 Pré dimensionnement de l'escalier :

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de **BLONDEL**

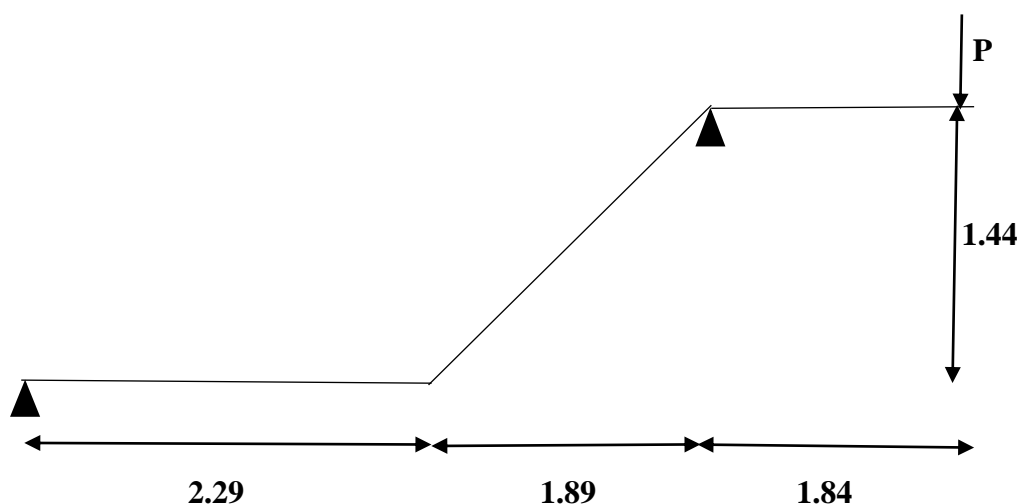


Figure III.2.2. Schéma statique de l'escalier.

Calcul de n, h et g

h: hauteur de la marche,

n: nombre de contre marche,

g: le giron.

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**

➤ **La hauteur de la marche h :**

$16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$; On prend : $h = 17\text{cm}$

➤ **Nombre de contre marches n :**

Hauteur de l'étage courant : $H = 2.88\text{ m}$

$$n = \frac{288}{17} = 16$$

$n = 16$ contre-marches qui se divisent sur 2 volées chacune comporte 8 contre-marches.

➤ **Nombre de marche :**

$m = n - 1 = 8 - 1 = 7$ marches.

Le giron g :

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{189}{8-1} = 27\text{ cm} \quad g = 27\text{ cm}$$

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL.

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL**

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

$$2h + g = (2 \times 17) + 27 = 61$$

$$59\text{cm} \leq 61 \leq 64\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

III.2.3 Dimensionnement de la pailasse et du palier :

L'épaisseur de la pailasse (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{144}{189} = 0,7619 \quad \alpha = 37,30$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \quad L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{189}{\cos 37,30} = 237,59\text{ cm}$$

- Longueur de la paillasse :

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 229 + 237,59 + 184 = 650,59 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{650,59}{30} \leq ep \leq \frac{650,59}{20} \quad 21,69 \leq ep \leq 32,53$$

On prend $ep = 25 \text{ cm}$

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.2.4 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a-Charge permanente

- **Paillasse :**

Tableau III.2.1. Charge permanente de la paillasse.

Désignation des éléments	Poids Volumique (KN/m ³)	Surface pour 1ml (m ²)	Charge (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{1 \times 0,17}{\cos 37,30} = 0,213$	5,34
Poids propre de la marche	25	$\frac{1 \times 0,17}{2} = 0,085$	2,125
Lit de sable	18	$1 \times 0,02$	0,36
carrelage	22	$1 \times 0,02$	0,44
Mortier de pose	22	$1 \times 0,02$	0,44
Enduit de ciment	22	0,015	0,33
Garde corps	—	—	0,2
Total			G=9,235

- **Palier :**

Tableau III.2.2. Charge permanente du palier.

Les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Surface pour 1ml (m ²)	Charge (KN/m ²)
P .propre du palier	25	$1 \times 0,17$	4.25
Lit de pose	18	$11 \times 0,02$	0.36
Carrelage	22	$1 \times 0,02$	0.44
Mortier de pose	22	$1 \times 0,02$	0.44
Total			G= 5.49

➤ **Mur extérieur :****Tableau III.2.3.** Charge permanente du mur extérieur.

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Poids de mur extérieur	G= 2.44 KN/m²

$$P = (1,44 - 0,15) \times 2,44 \times 1\text{m} = 3,15 \text{ KN.}$$

b- Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTRB.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

c- Combinaison des charges

- **A l'état limite ultime ELU : $1,35G + 1,5Q$**

$$\text{Paillasse : } q_{u1} = (1,35G_{\text{pai}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (9,235) + 1,5(2,5)] \times 1 = 16,22 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = (1,35G_{\text{pal}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (5,49) + 1,5(2,5)] \times 1 = 11,162 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{u3} = 1,35 \times P = 1,35 \times 3,15 = 4,25 \text{ KN}$$

- **ELS : $q_s = G + Q$**

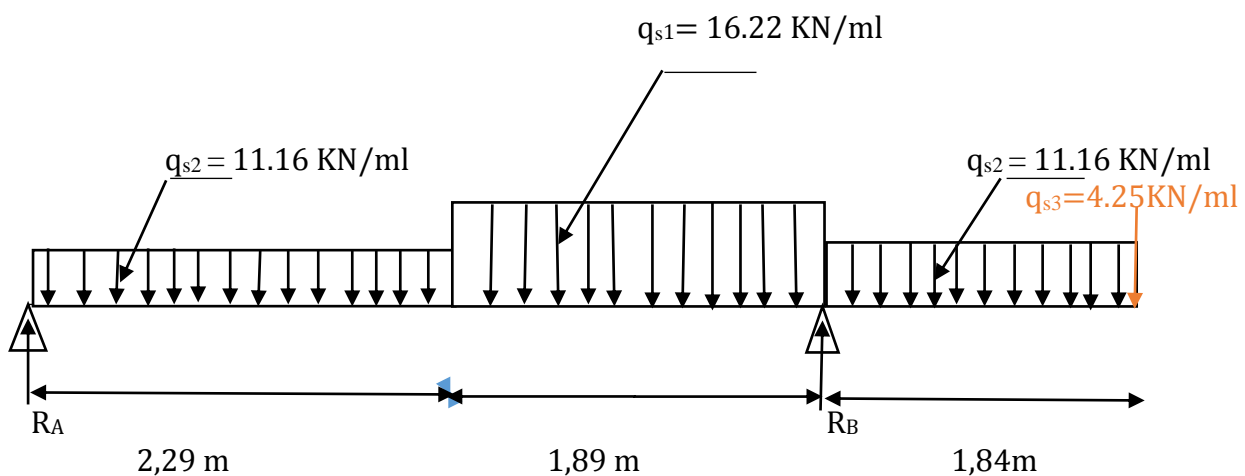
$$\text{Paillasse : } q_{s1} = (G_{\text{pai}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(9,235) + (2,5)] \times 1\text{m} = 11,74 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{s2} = (G_{\text{pal}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(5,49) + (2,5)] \times 1\text{m} = 7,99 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s3} = 3,15 \times 1 = 3,15 \text{ kN}$$

III.2.5. Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :

**Figure III.2.3.** Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/x=0$$

$$\Sigma F/y=0$$

$$\Sigma F/y = R_A + R_B = (2.29 \times 11.16) + (1.89 \times 16.22) + (1.84 \times 11.16) + 4.25 = 80.99 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$R_B \times L = 2.29 \times qu_2 \times \frac{2.29}{2} + 1.89 \times qu_1 \times (2.29 + \frac{1.89}{2}) + 1.84 \times qu_2 \times (2.29 + 1.89 + \frac{1.84}{2}) + 4.25 \times 6.02$$

$$R_B \times 4.18 = 2.29 \times 11.16 \times \frac{2.29}{2} + 1.89 \times 16.22 \times (2.29 + \frac{1.89}{2}) + 1.84 \times 11.16 \times (2.29 + 1.89 + \frac{1.84}{2}) + 4.25 \times 6.02$$

$$R_B \times 4.18 = 258.74$$

$$R_B = \frac{258.74}{4.18} = 61.89 \text{ KN}$$

$$R_A = 80.99 - 61.89 = 19.1 \text{ KN}$$

Donc: $R_A = 19.1 \text{ KN}$

$R_B = 61.89 \text{ KN}$

➤ **Efforts internes**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,29$

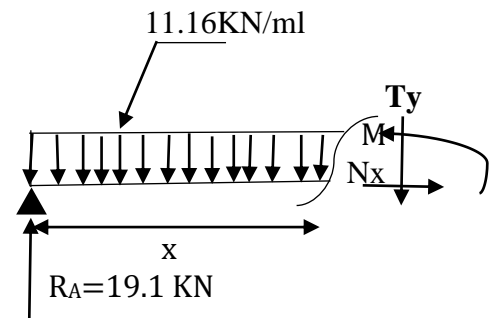
• **Effort tranchant :** $T(x) = R_A - qu_2 \cdot x$

$$T(x) = 19.1 - 11.16 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 2,29 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} T(0) = 19,1 \text{ KN} \\ T(2,29) = -6,46 \text{ KN} \end{array}$$

• **Moment fléchissant :** $M(x) = R_A \cdot x - qu_2 \times \frac{x^2}{2}$

$$M(x) = -11,16 \times \frac{x^2}{2} + 19,1 \cdot x$$



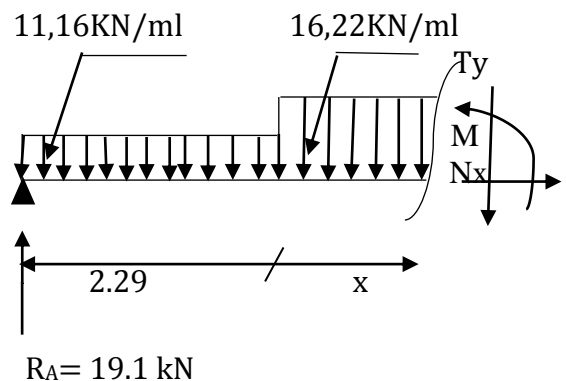
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 2,29 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (0) = 0 \text{ KN} \\ (2,29) = 14,48 \text{ N.m} \end{array}$$

2^{ème} tronçon : $2.29 \text{ m} \leq x \leq 4.18 \text{ m}$

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - 11,16 \times 2,29 - 16,22 (x - 2,29)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,29 \\ x = 4,18 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} T(2,29) = -6,46 \text{ KN} \\ T(4,18) = -37,11 \text{ KN} \end{array}$$



- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_A \cdot x - (11,16 \times 2,29)(x - 1,145) - 16,22 \left(\frac{(x - 2,29)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 2,29 & M(2,29) = 14,48 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 4,18 & M(4,18) = -26,69 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 < x < 1,84$

- **Effort tranchant :** $T(x) = 11,16x + 4,25$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 4,25 \text{ KN} \\ x = 1,84 & T(1,84) = 24,78 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :** $M(x) = -11,16 \frac{x^2}{2} - 4,25x$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 1,84 & M(1,84) = -26,71 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$**

$$(x) = R_A - 11,16 \times 2,29 - 16,22(x - 2,29) \longrightarrow x = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{max} = 19,1 \times 1,89 - 11,16 \times 2,29 \times (1,89 - 1,145) - 16,22 \left(\frac{(1,89 - 2,29)^2}{2} \right) = 15,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque :

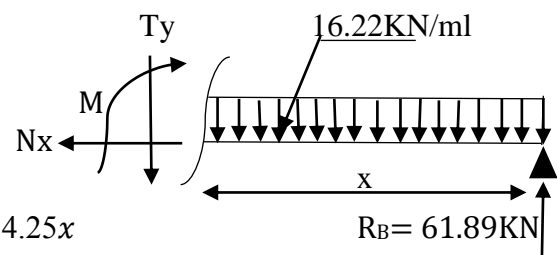
Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

➤ **moment aux appuis :**

$$M_{umaxA} = -0,3M_{umax} = -0,3 \times 15,76 = -4,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **moment en travée :**

$$M_{umaxT} = 0,85M_{umax} = 0,85 \times 15,76 = 13,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



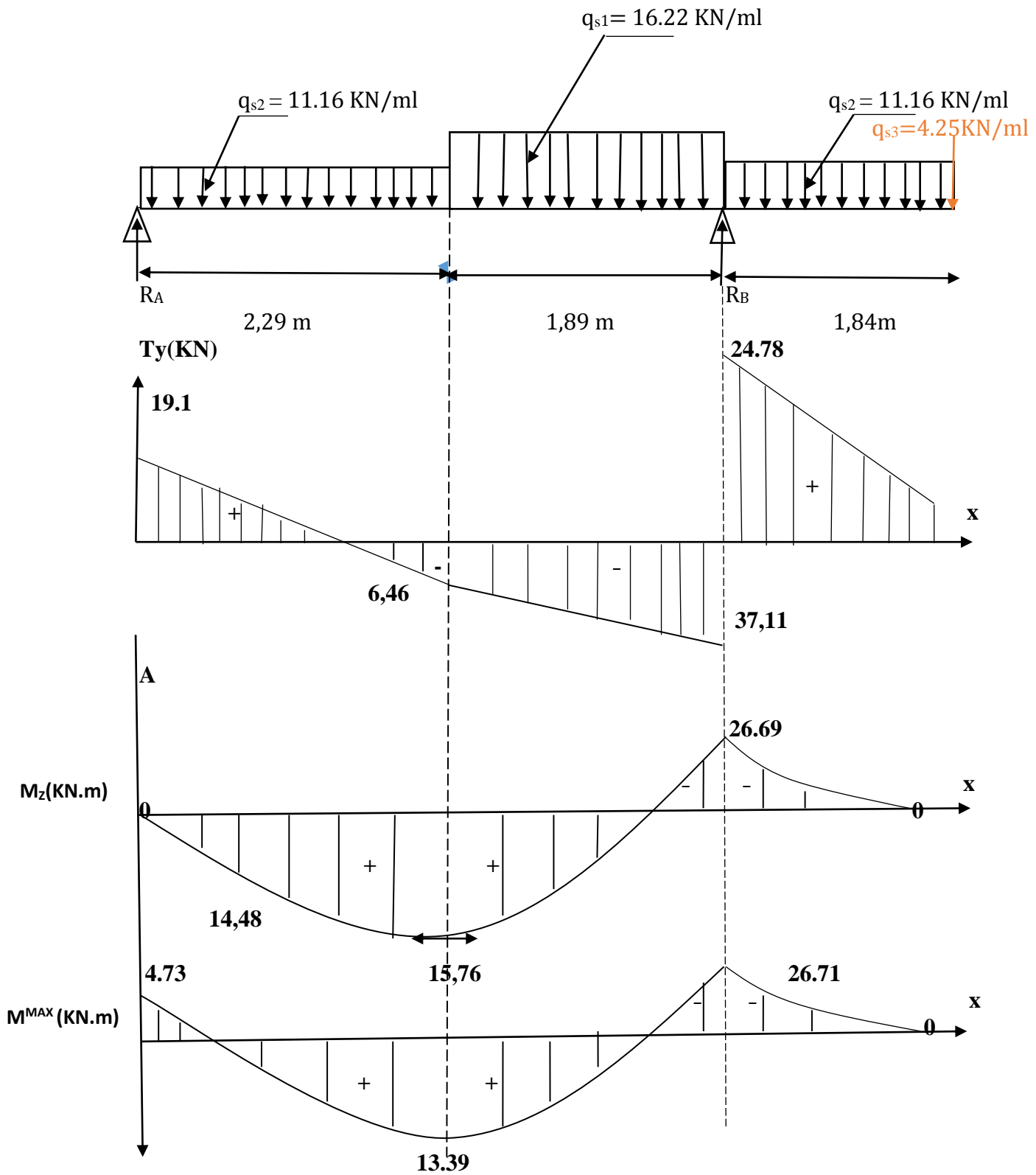


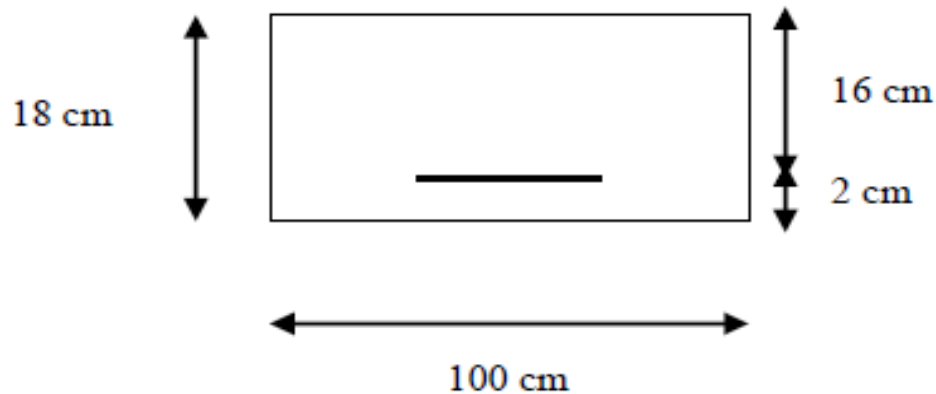
Figure III.2.4. Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU

III.2.6. Ferrailage :

III.2.6.1. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

b = 100 cm; h = 18 cm; d = 16 cm; c = 2 cm.



❖ Aux appuis :

➤ Appui A : $M_{\max}^A = 4,73 \text{ KN. m}$

✓ Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,73 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 16^2} = 0,0130$$

$0,0130 < \mu_{id} = 0,392$ Section simplement armée (S.S.A).

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0,0130 \quad \beta = 0,994$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,73 \times 10^3}{0,994 \times 16 \times 348} = 0,8546 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement

$S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10 $\Rightarrow A_r = 3,93 \text{ cm}^2$, avec un espacement

$S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Appui B : $M_{\max}^B = 26,71 \text{ KN. m}$**

✓ **Armature principale :**

$$\mu_B = \frac{M_u^B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,71 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 16^2} = 0,073$$

$0,073 < \mu_{id} = 0,392$ Section simplement armée (S.S.A).

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

$$\mu = 0,0762 \quad \beta = 0,963$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,71 \times 10^3}{0,963 \times 16 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 13,39 \text{ KN. m}$$

✓ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,39 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_{id} = 0,392$$

$\mu_a = 0,036 < \mu_i = 0,392 \longrightarrow$ section simplement armée (S.S.A).

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

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

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,39 \times 10^3}{0,982 \times 16 \times 348} = 2,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,93 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.2.7 Vérification à l'ELU :

➤ *Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1BAEL 91 modifier 99).*

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

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e},$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

• *Aux appuis :*

$A_A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_B = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

• *En travée :*

$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,932 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3) :**

• **Armatures principales**

$S_{tmax} = 20 \text{ cm} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Armatures répartitions

$S_{tmax} = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

avec : $\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } T_{max} = 37,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{37,11 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,232 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 0,232 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Il n'y a Pas de risque de cisaillement.

➤ **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)**

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

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \times \phi \text{ cm} = 35.27 \times 1.2 = 42.324 \text{ cm}$$

Aux appuis : $\phi = 1.2 \text{ cm}$

$$L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.324 \text{ cm}$$

$$L_s = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.324 = 16.83 \text{ cm}$$

➤ **Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{sc} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

• **Appui A :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{37,11}{0,9 \times 160 \times 18,84} = 0,014 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MP}$ Condition vérifiée.

• **Appui B :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{19,1}{0,9 \times 160 \times 18,84} = 0,007 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,007 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 16 \times 10}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_U^{MAX} = 37,11 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur Les armatures

Il faut avoir

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(37,11 + \frac{-4,73 \times 10^2}{0,9 \times 16} \right) = 0,0012 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 0,0012 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.8 A l'état limite de service ELS : G + Q

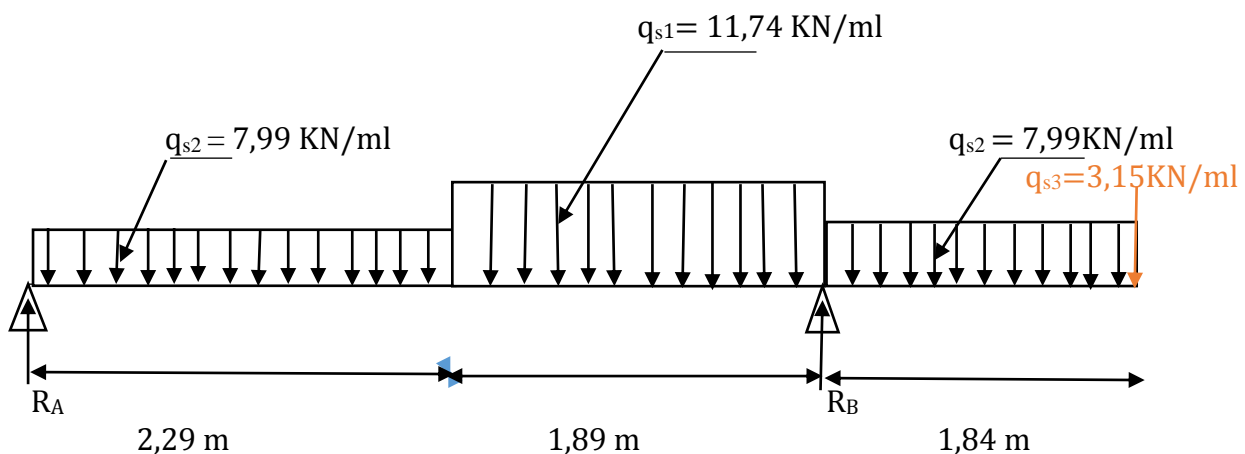


Figure III.2.5. Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

➤ Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/x=0$$

$$\Sigma F/y=0$$

$$\Sigma F/y = R_A + R_B = (2,29 \times 7,99) + (1,89 \times 11,74) + (1,84 \times 7,99) + 3,15 = 58,34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$R_B \times L = 2,29 \times q_{s2} \times \frac{2,29}{2} + 1,89 \times q_{s1} \times \left(2,29 + \frac{1,89}{2} \right) + 1,84 \times q_{s2} \times \left(2,29 + 1,89 + \frac{1,84}{2} \right) + -3,15 \times 6,02$$

$$R_B \times 4,18 = 2,29 \times (-7,99) \times \frac{2,29}{2} - 1,89 \times 11,74 \times \left(2,29 + \frac{1,89}{2} \right) - 1,84 \times 7,99 \times \left(2,29 + 1,89 + \frac{1,84}{2} \right) - 3,15 \times 6,02$$

$$-3,15 \times 6,02$$

$$R_B \times 4,18 = 186,67$$

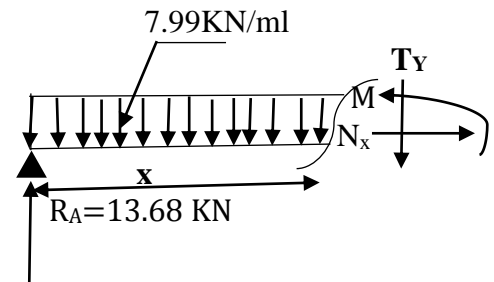
$$R_B = \frac{186.67}{4.18} = 44.66 \text{ KN}$$

$$R_A = 58.34 - 44.66 = 13.68 \text{ KN}$$

Donc: $R_A = 13.68 \text{ KN}$

$$R_B = 44.66 \text{ KN}$$

➤ **Efforts internes**



1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,29$

• **Effort tranchant :** $T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$

$$T(x) = 13.68 - 7.99 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 13.68 \text{ KN} \\ x = 2,29 & T(2,29) = -4.61 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Moment fléchissant :** $M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2}$

$$M(x) = -7.99 \times \frac{x^2}{2} + 13.68 \times x$$

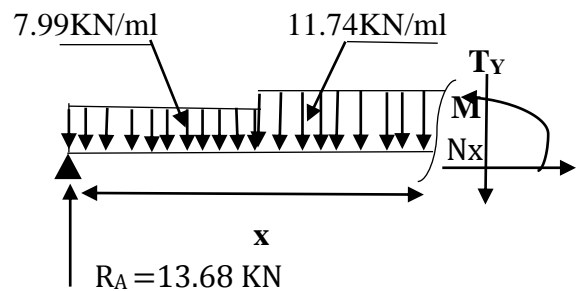
$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2,29 & M(2,29) = 10.38 \text{ N.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2.29 \text{ m} \leq x \leq 4.18 \text{ m}$

• **Effort tranchant :**

$$T(x) = R_A - 7.99 \times 2.29 - 11.74 (x - 2.29)$$

$$\begin{cases} x = 2,29 & T(2,29) = -4.62 \text{ KN} \\ x = 4,18 & T(4,18) = -26.81 \text{ KN} \end{cases}$$



• **Moment fléchissant :**

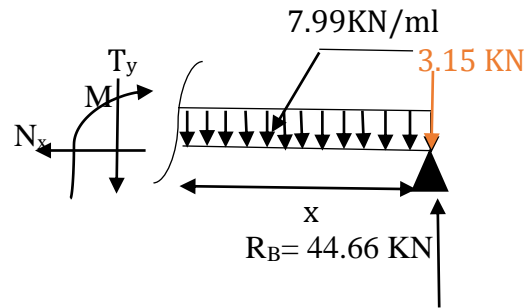
$$M(x) = R_A \cdot x - (7.99 \times 2.29) (x - 1.145) - 11.74 \left(\frac{(x - 2.29)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 2,29 & M(2,29) = 10,38 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 4,18 & M(4,18) = -19,32 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 < x < 1,84$

- Effort tranchant : $(x) = 7,99x + 3,15$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 3,15 \text{ KN} \\ x = 1,84 & T(1,84) = 17,85 \text{ KN} \end{cases}$$



- Moment fléchissant : $(x) = -7,99 \frac{x^2}{2} - 3,15x$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ x = 1,84 & M(1,84) = -19,32 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$(x) = R_A - 7,99 \times 2,29 - 11,74(x - 2,29) \quad \longrightarrow \quad x = 1,89 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } M_{max} = 13,68 \times 1,89 - 11,74 \times 2,29 \times (1,89 - 1,145) - 11,74 \left(\frac{(1,89 - 2,29)^2}{2} \right) = 4,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

- Le moment aux appuis :

$$M_{umaxA} = -0,3M_{umax} = -0,3 \times 4,89 = -1,467 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Le moment en travée :

$$M_{umaxT} = 0,85M_{umax} = 0,85 \times 4,89 = 4,157 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

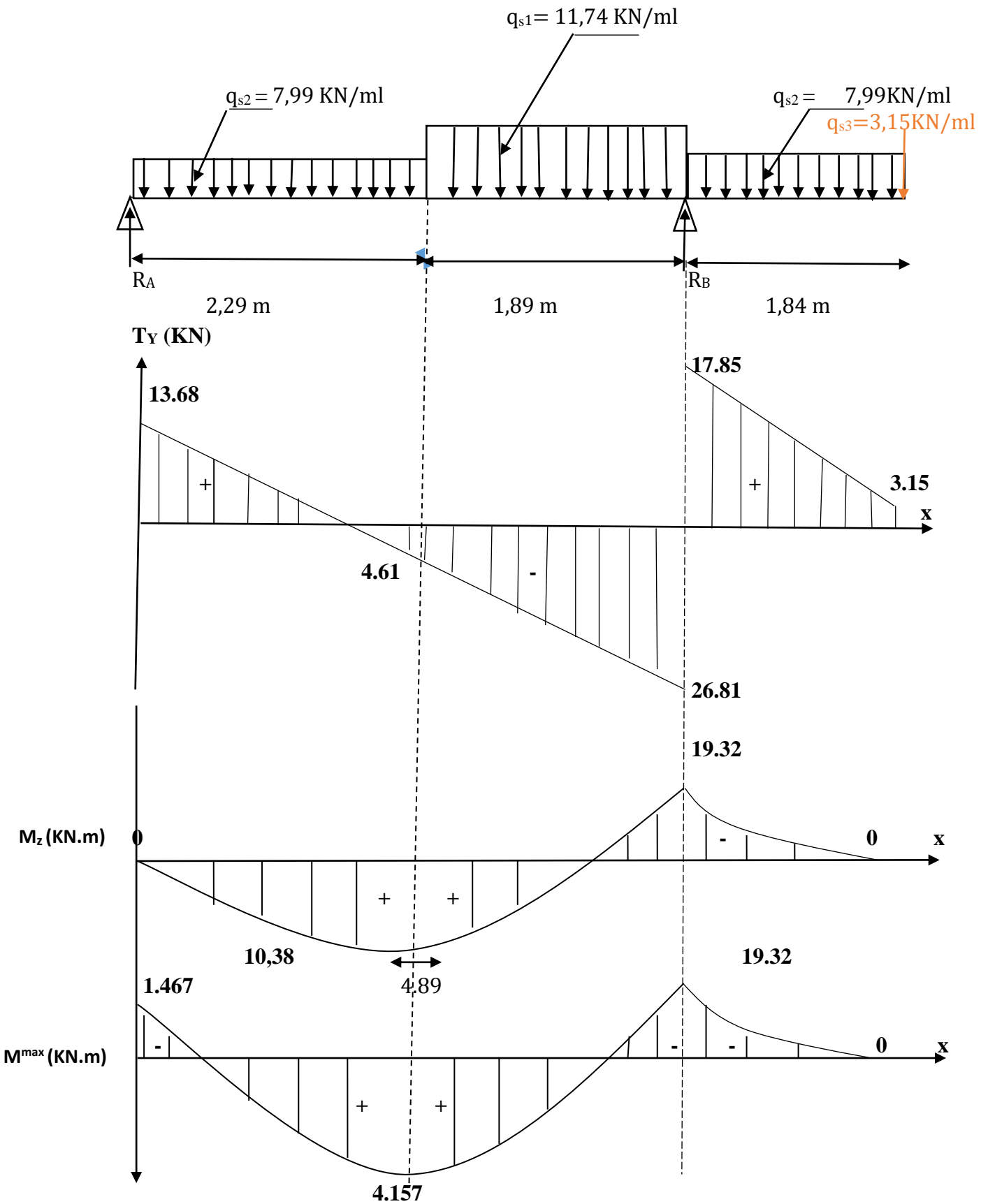


Figure III.2.6. Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service (ELS).

III.2.9 Vérification à l'ELS :

➤ **Les contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer.

❖ **Aux appuis :**

• **Appuis A :**

$$\sigma_s = \frac{M_{As}}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times Aa}{d b} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$K_1 = 38,89$ } \Rightarrow Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.
 $\beta_1 = 0,907$ }

$$\sigma_{st} = \frac{1.467 \times 10^3}{5,65 \times 0,907 \times 16} = 17,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{Avec: } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,89} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 17,89 = 0,45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

• **Appuis B :**

$$\sigma_s = \frac{M_{Bc}}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times Aa}{d b} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\rho = 0,35 \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 38,89 \\ \beta_1 = 0,907 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{19.32 \times 10^3}{5,65 \times 0,907 \times 16} = 235,63 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{Avec: } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,89} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 235,63 = 5,89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

❖ En travée :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \times \beta_1 \times d}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{d b} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 16} = 0,353$$

$$\rho = 0,351 \quad \begin{cases} K_1 = 38,89 \\ \beta_1 = 0,907 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.157 \times 10^3}{5,65 \times 0,907 \times 16} = 50,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \quad \text{Avec: } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,89} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 50,69 = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

❖ Pour paillasse

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifie 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{400} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée. On passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v l} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = 11,74 \text{ KN/ml}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 4,00 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I_{iv} : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \qquad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } V_1 = \frac{7556}{1884,75} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9,31^3 + 8,68^3) + 15 \times 5,65 \times (8,68 - 2,5)^2 = 52479,29 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 52479,29 \text{ cm}^4 \qquad \rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,0094$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\sigma \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0094 \times \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 0,89$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0094 \times 50,64 + 2,1} = 0,082$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 52479,29}{1 + 0,89 \times 0,082} = 53800,83$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,74 \times 4^4 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 53800,83 \times 10^{-8}} = 0,0067 \text{ cm}$$

$$f = 0,0067 < \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

✓ **Aux appuis :**

• **Appuis A :**

Armatures principales : 5 HA12 = 5,65 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 = 3,93 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

• **Appuis B :**

Armatures principales : 5 HA12 = 5,65 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 = 3,93 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

✓ **En Travée :**

Armatures principales : 5 HA12 = 5,65 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartitions : 5HA10 = 3,93 cm² / ml avec un espacement de 20 cm.

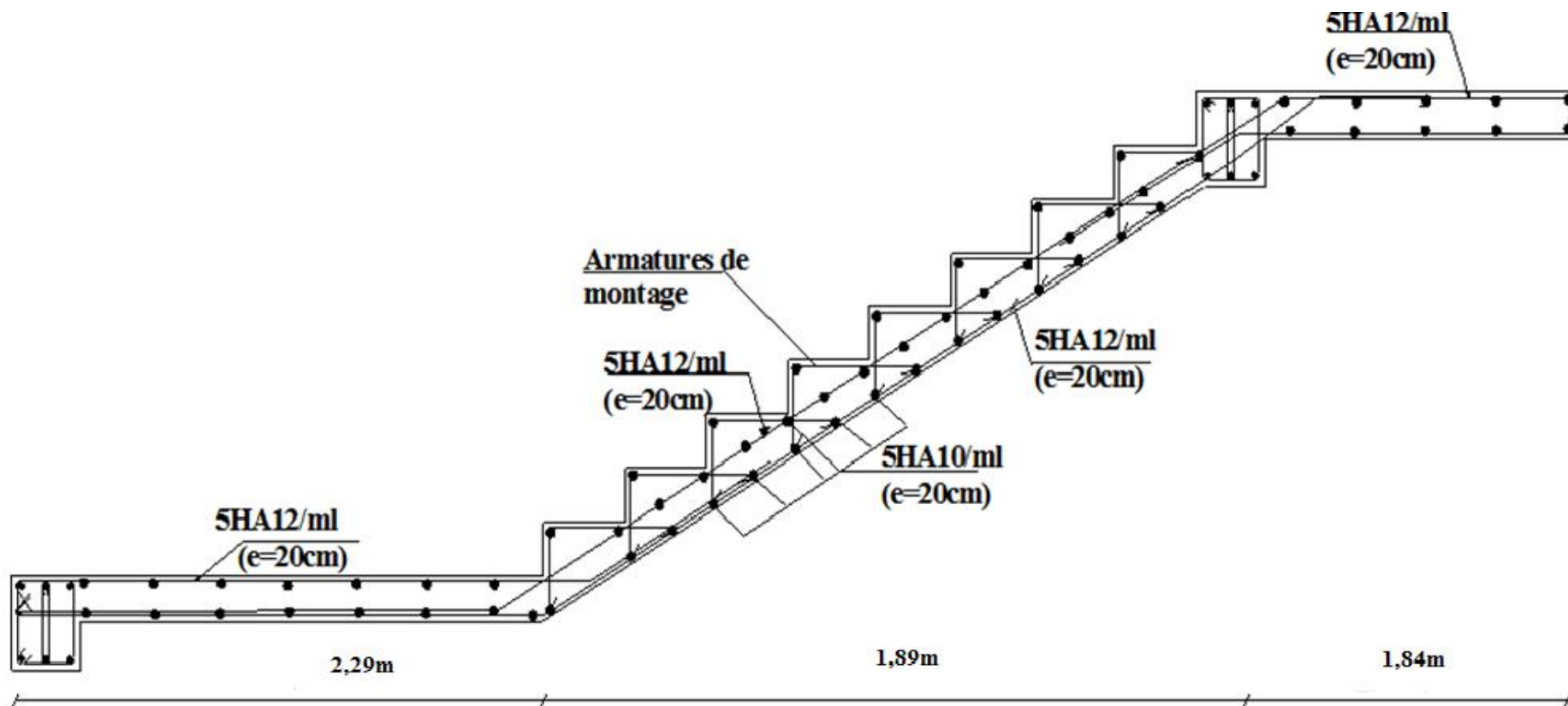


Figure III.2.7. Ferrailage de l'escalier.

III.3. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

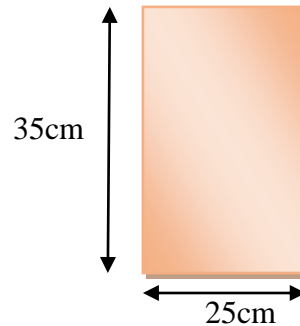


Figure.III.3.1. Schéma de la poutre palière.

III.3.1. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G_{PP} = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,188 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

•Réactions d'appuis de palier :

Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 23,53 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 16,915 \text{ KN}$

•Combinaison de charges :

$q_u = 1,35G + R/1 \text{ ml KN/ml}$

$q_u = 1,35G + R_{Bu} = 1,35 \times 2,188 + 23,53 = 26,48$

❖ Calcul des efforts internes :

- **Moment isostatique** : charge de la poutre à l'ELU

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{26,48 \times 3,60^2}{8} = 42,90 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant** :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{26,48 \times 3,60}{2} = 47,66 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 42,90 = -12,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 42,90 = 36,47 \text{ KN.m}$$

III.3.2. Diagrammes des efforts internes :

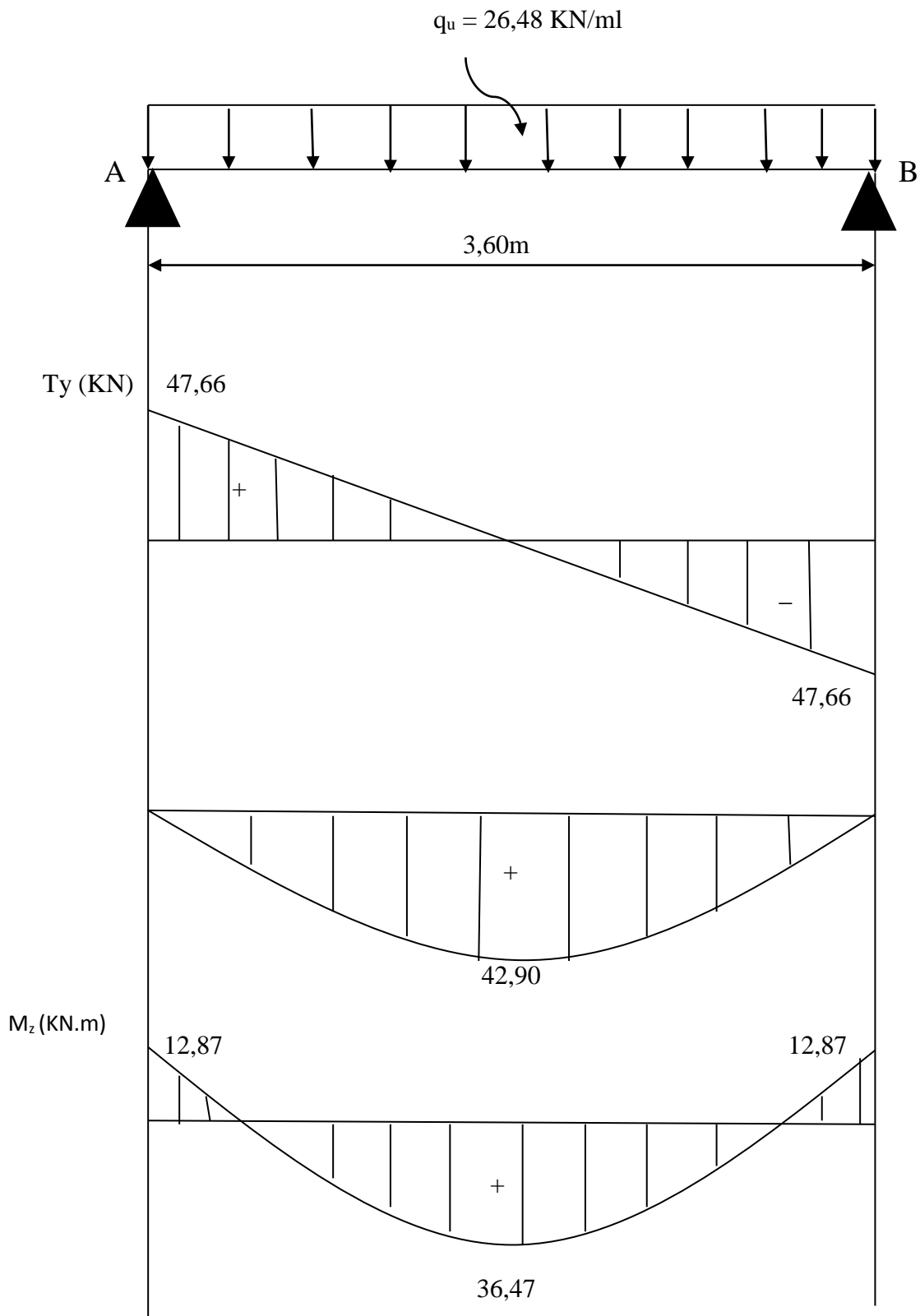


Figure III.3.2. Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

III.3.3 Calcul des armatures :

$d = 33 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $C = C' = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$

En travée :

$$M_{\max}^t = 36,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,47 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_{id} = 0,392$$

$\mu_t = 0,131 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow$ section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,094 \quad \Rightarrow \text{tableau } \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{36,47 \times 10^3}{0,951 \times 33 \times 348} = 34 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit 3HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -12,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,87 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_{id} = 0,392$$

$\mu_A = 0,033 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow$ section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,033 \quad \Rightarrow \text{tableau } \beta = 0,984$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,87 \times 10^3}{0,984 \times 33 \times 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

Soit 3HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,62 \text{ cm}^2$.

III.3.4 Vérification à l'ELU :❖ **Exigence du RPA (Art 7-5-2 RPA 99 version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA14 + 3HA14 = 4,62 + 4,62 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,38 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9,24 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 4,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23bdft_{28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$A_{adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **En travée :**

$A_{adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,99 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 47,66 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{47,66 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,66 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 263,8} = 0,61 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

❖ **Influence de l'effort tranchant**

✓ **Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312)**

$$A_u \geq \frac{T_u + M_u / l}{0,9d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{47,66 \times 10^3 + 12,87 \times 10^3}{0,9 \times 330} \times \frac{1,15}{400} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0,59 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313)**

$$\frac{2T_{\max}}{0.9b_0 d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.36 \times 25 \times 250 \times 330}{1.5} = 495 \times 10^3 \text{ N} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 47,66 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).**

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à 0,4 Ls pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 20 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \min \{ 1; 14; 25 \} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour une section d'armature 4HA8} \Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

$$St \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 33 = 29,7 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } St = 25 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min (8,75; 16,8), \text{ on opte pour } St = 8 \text{ cm.}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm, on opte pour } St = 15 \text{ cm.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.3.5 Calcul à l'état limite de service ELS :

$$q_s = G + R_{As} = 2,188 + 16,915 = 19,103 \text{ KN/ml.}$$

❖ Calcul des efforts internes :

- Moment isostatique :

$$M_s = M_S^{max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,103 \times 3,6^2}{8} = 30,95 \text{ KN. m.}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T_S^{max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{19,103 \times 3,60}{2} = 34,39 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 30,95 = -9,29 \text{ KN. M}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 30,95 = 26,31 \text{ KN.m}$$

III.3.6 Diagrammes des efforts internes :

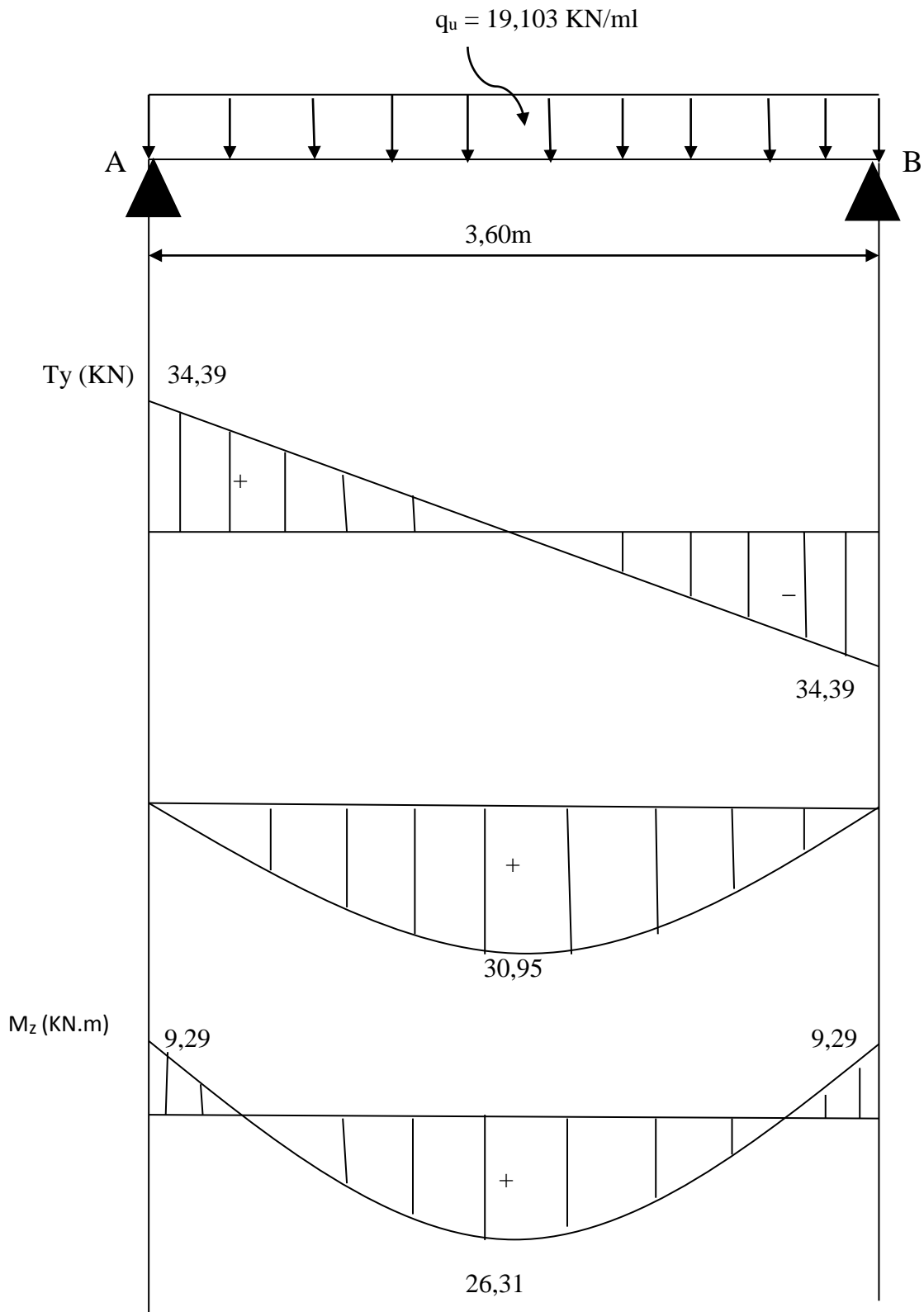


Figure III.3.3. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.3.7 Vérification à l'ELS :

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Dans le béton

❖ **Aux appuis :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{SA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 4,62 \text{ cm}^2 ; M_{SA} = 9,29 \text{ KN.m} ; d = 33 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,59$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 28,86 \\ \beta_1 = 0,886 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,29 \times 10^3}{0,886 \times 33 \times 4,62} = 68,77 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 68,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,86} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 68,77 = 2,41 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$la Condition est vérifiée.

❖ **En travée :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 4,62 \text{ cm}^2 ; M_t = 26,31 \text{ KN.m} ; d = 33 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 33} = 0,59$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 28,86 \\ \beta_1 = 0,886 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{26,31 \times 10^3}{0,886 \times 4,62 \times 33} = 194,77 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 194,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,86} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 194,77 = 6,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)**

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

1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ Avec : h = 35 cm hauteur totale,

L = 3,60 m portée entre nus d'appuis,

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ Avec : M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

3- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ Avec : A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{0,35}{3,60} = 0,097 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,097 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{26,31}{10 \times 30,95} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,62}{25 \times 33} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : **3 HA14 = 4,62 cm²**

- Aux appuis : **3HA14 = 4,62 cm²**

❖ Armatures transversales :

$$4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

III.4. Calcul des planchers :

Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux. Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

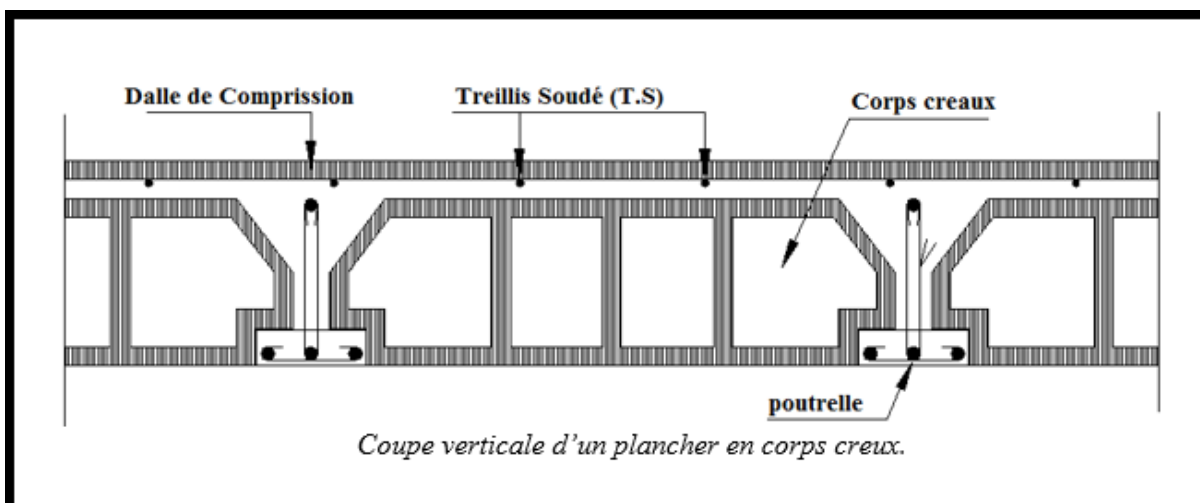
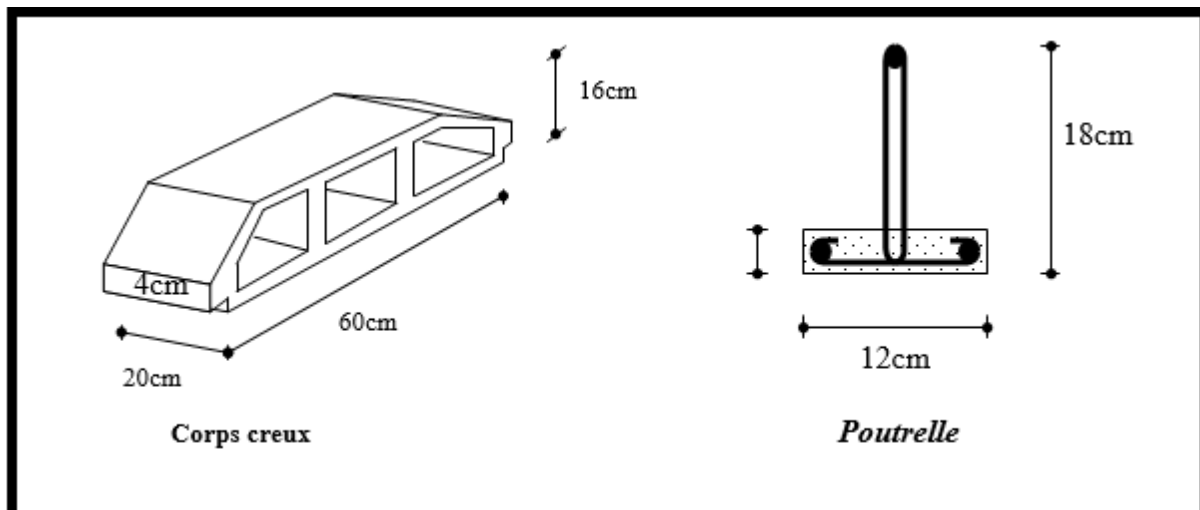


Figure III.4.1. Coupe verticale d'un plancher corps creux.

III.4.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armée, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa, ayant pour but de :

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

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

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Dans notre cas, on fera l'étude pour le plancher le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tous les autres planchers.

III.4.2. Calcul des armatures :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 \leq L \leq 80$ cm.

L : distance entre axe des poutrelles égale à 65 cm.

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

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

Soit : $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 20$ cm

Avec : St : distance entre les armatures.

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2$, avec un espacement $St = 20$ cm.

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 x 5 x 200 x 200) mm².

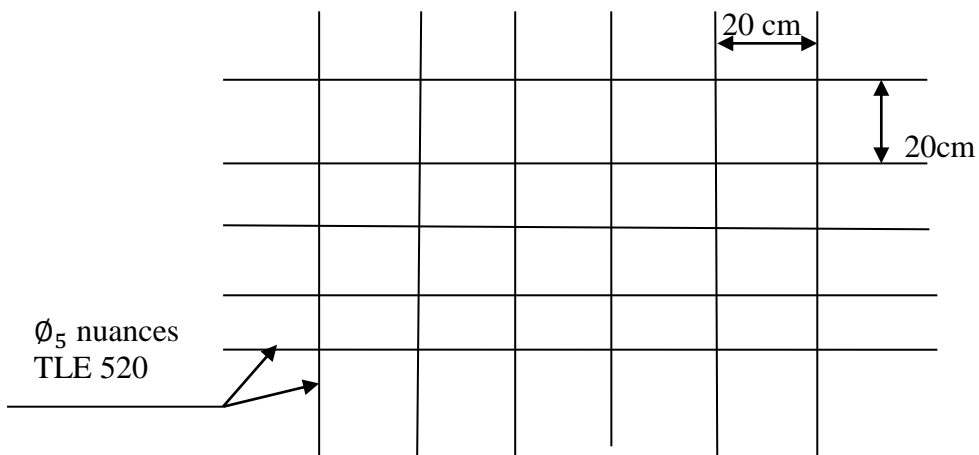


Figure III.4.2. Treillis soudé de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$.

III.4.3. Etude des poutrelles :

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation, elle se calcule comme une section en T.

A- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

- ✓ Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la petite portée.

B- Dimensionnement des poutrelles :

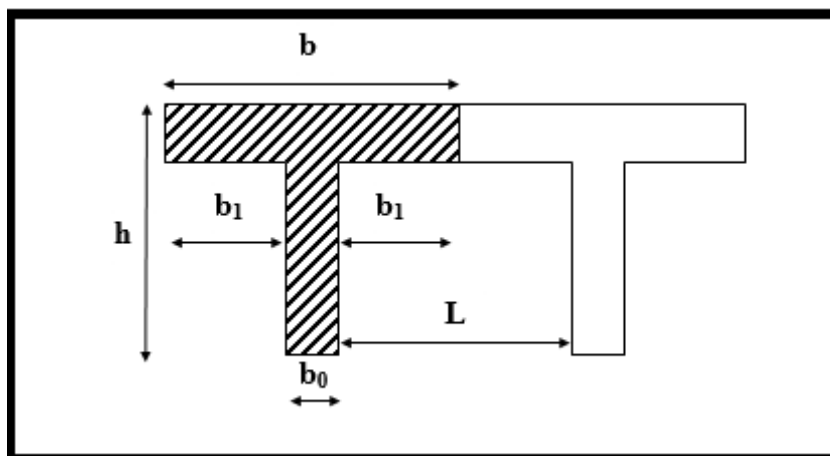


Figure III.4.3. Dimensionnement de la section en Té.

Les règles BAEL A.4.1.3 précisent que la largeur de la table de compression (b_1) est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivante :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_{max}}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, $L_0 = 65 - 12 = 53$ cm.

L_{max} : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), $L_{max} = 430$ cm.

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_{max}}{10}; \frac{L_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L_{max}}{2} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{430}{10}; \frac{53}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{430}{2} \right) = (43; 26,5; 143,33) = 26,5 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65$ cm.

b : distance entre axes de deux poutrelles.

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la section).

$C = 2$ cm (enrobage).

$d = 18$ cm (hauteur utile).

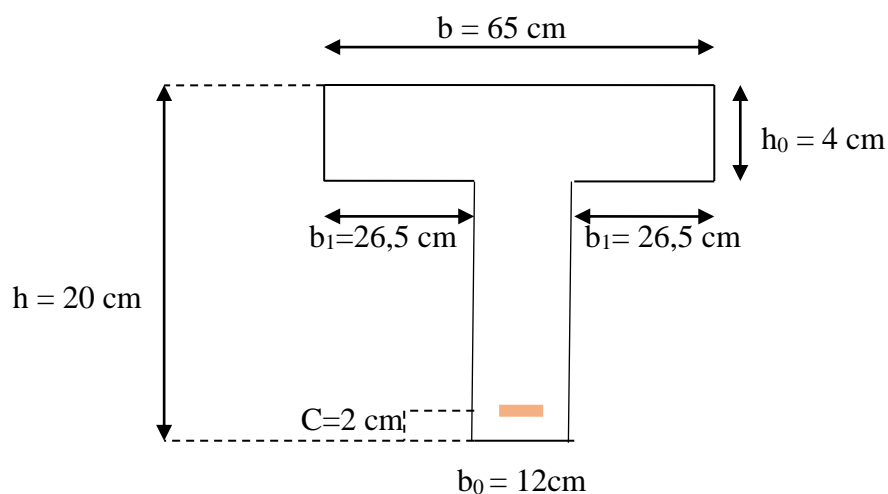


Figure III.4.4. Coupe transversale de la poutrelle.

C- Calcul des poutrelles :

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

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

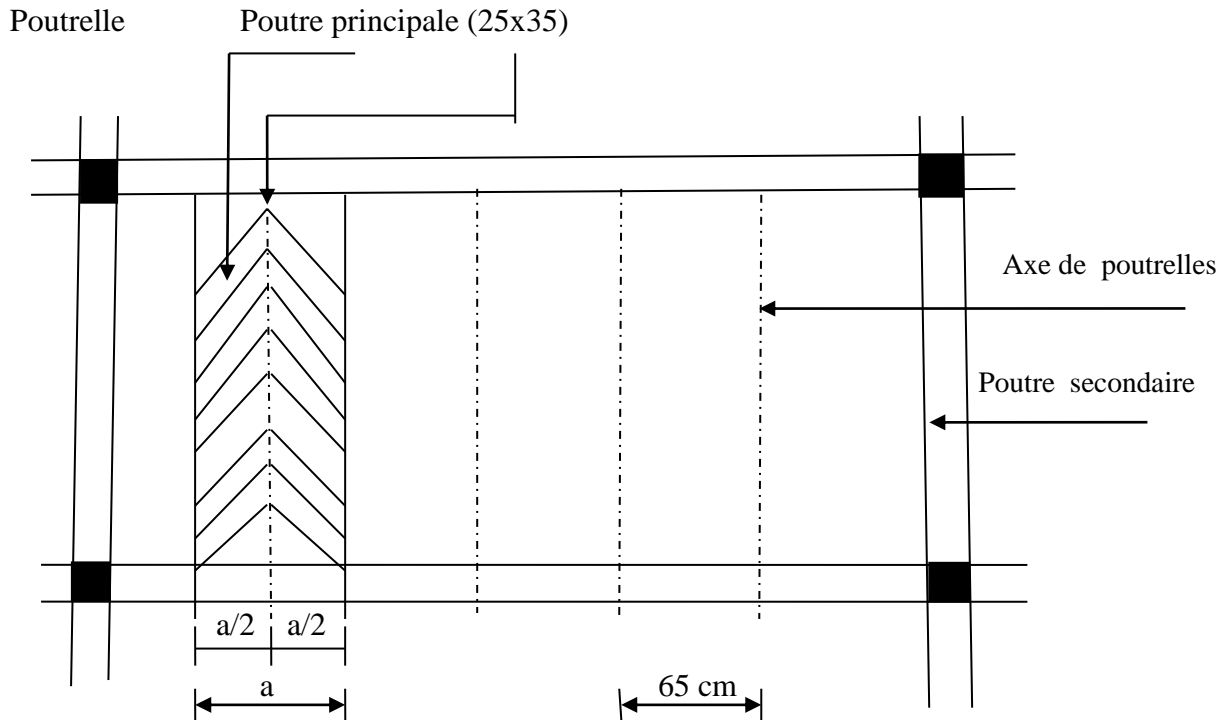


Figure III.4.5. Surfaces revenant aux poutrelles.

1^{er} Etape : avant le coulage :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier. Mais ce n'est pas nécessaire de faire le calcul parce que les poutrelles sont maintenues par des pieds droits.

Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant continue de section en T reposant sur plusieurs appuis. Tel que les appuis de rives sont considérés comme semi encastrée à ses extrémités et les appuis intermédiaires comme étant simples.

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

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

a. Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 4,64 \times 0,65 = 3,016 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,016 + 1,5 \times 0,65 = 5,0466 \text{ KN/ml.}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 3,016 + 0,65 = 3,666 \text{ KN/ml.}$

b. Plancher étage courant à usage d'habitation :

$$G = 4,32 \times 0,65 = 2,808 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,808 + 1,5 \times 0,975 = 5,2533 \text{ KN/ml.}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 2,808 + 0,975 = 3,783 \text{ KN/ml.}$

c. Plancher RDC à usage commercial :

$$G = 4,32 \times 0,65 = 2,808 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,808 + 1,5 \times 2,275 = 7,2033 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 2,808 + 2,275 = 5,083 \text{ KN/ml.}$

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (poutrelles du plancher RDC à usage commercial).

La combinaison à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,2033 \text{ KN/ml.}$

La combinaison à l'ELS : $q_s = G + Q = 5,083 \text{ KN/ml.}$

III.4.4. Choix de la méthode de calcul :

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

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

Méthode forfaitaire :

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210) :

La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées, c'est le cas des constructions courantes. La surcharge d'exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q = 2,275 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 2,808 = 5,616 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 2,28 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 5,616 ; 5 \text{ kN/ml} \} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées \implies la condition est vérifiée.

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$0,8 \leq \frac{4,00}{4,00} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4,00}{4,00} = 1 \leq 1,25$$

\longrightarrow Condition vérifiée.

La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \longrightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire.

➤ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée 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 même charge que la travée considérée.

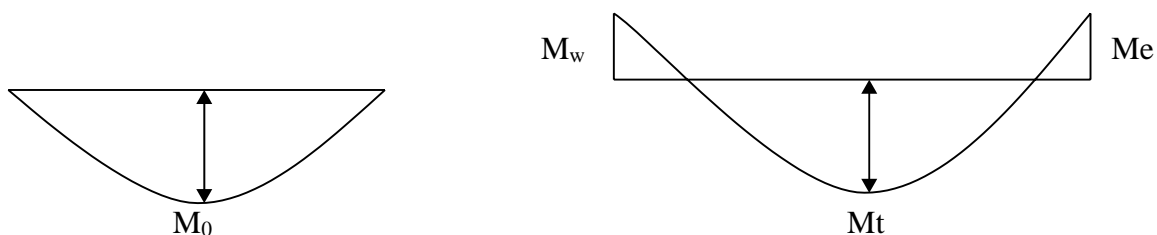


Figure III.4.6. Diagramme des moments.

➤ Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées est :

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

Moment fléchissant :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

dont L est longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue 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 :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\}$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0$ dans une travée de rive.

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

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

Sur les appuis de rives, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $M_a = 0,3M_0$.

Effort tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :

l : Longueur de la travée considérée.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

Avec : $\theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L_i}{2}$ et $\theta(x=1) = -\frac{q_u \cdot L_i}{2}$

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

La valeur des efforts tranchants à droite et à gauche est obtenue à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q_u \cdot l}{2} \text{ et } T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q_u \cdot l}{2}$$

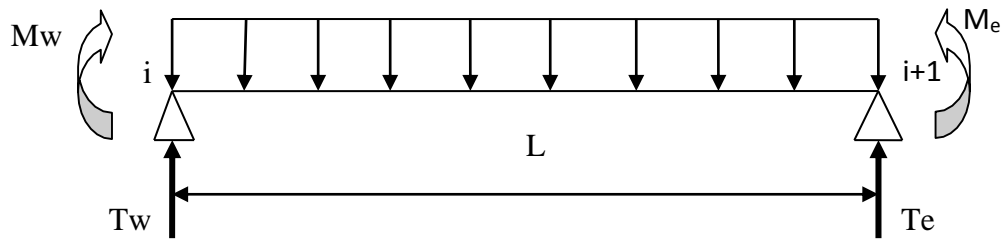


Figure III.4.7. Schéma de calcul des efforts tranchants.

➤ Application de la méthode forfaitaire :

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,275}{2,808+2,275} = 0,45 \text{ KN/ml}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,135$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,568 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,668 \text{ (travée de rive)}$$

A. Étage à usage commercial à 7 travées :

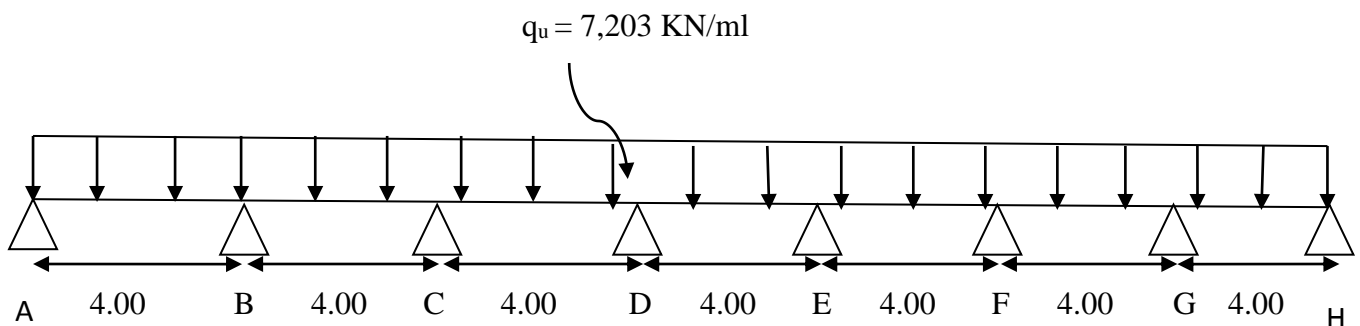


Figure III.4.8. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis.

À l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2,808 + 1,5 \times 2,275 = 7,203 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{08} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,203 \times 4^2}{8} = 14,406 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant aux appuis :**

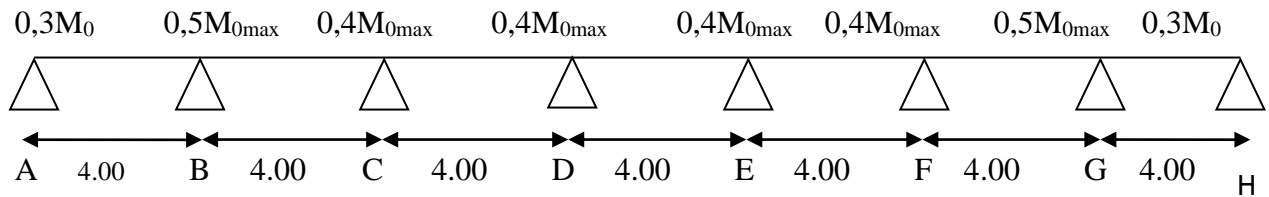


Figure III.4.9. Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_A = M_H = 0,3M_{01} = 0,3 \times 14,406 = 4,32 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 14,406 = 7,203 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 14,406 = 5,76 \text{ KN.m.}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

a. Etude de la travée AB (de rive) :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,135 > 1,05 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} \geq -\left(\frac{4,32 + 7,203}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{01} = 9,62 \text{ KN.m.}$$

On prend: $M_{tAB} = 10,59 \text{ KN.m.}$

b. Etude de la travée BC (intermédiaire) :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq -\left(\frac{7,203 + 5,76}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 9,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0,568 \times 14,406 = 8,18 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 9,87 \text{ KN.m}$

c. Etude de la travée CD (intermédiaire) :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq -\left(\frac{5,76 + 5,76}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right) M_{03} = 0,568 \times 14,406 = 8,18 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 10,59 \text{ KN.m}$

d. Etude de la travée DE (intermédiaire) :

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{04}$$

$$M_{tDE} \geq -\left(\frac{5,76+5,76}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_{04} = 8,18 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 10,59 \text{ KN.m}$

e. Etude de la travée EF (intermédiaire) :

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{05}$$

$$M_{tEF} \geq -\left(\frac{5,76+5,76}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_{05} = 8,18 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 10,59 \text{ KN.m}$

f. Etude de la travée FG (intermédiaire)

$$M_{tFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{06}$$

$$M_{tFG} \geq -\left(\frac{5,76+7,203}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 9,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_{06} = 8,18 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tFG} = 9,87 \text{ KN.m}$

g. Etude de la travée GH (de rive) :

$$M_{tGH} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{07}$$

$$M_{tGH} \geq -\left(\frac{7,203+4,32}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tGH} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{07} = 9,62 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tGH} = 10,59 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchants :

$$(T) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-4,32)}{4,00} = 13,69 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-4,32)}{4,00} = -15,13 \text{ KN}$$

- Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-7,203)}{4,00} = 14,77 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-7,203)}{4,00} = -14,05 \text{ KN}$$

- Travée CD:

$$T_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = 14,406 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = -14,406 \text{ KN}$$

- Travée DE:

$$T_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = 14,406 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = -14,406 \text{ KN}$$

- Travée EF:

$$T_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = 14,406 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-5,76) - (-5,76)}{4,00} = -14,406 \text{ KN}$$

- Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-5,76)}{4,00} = 14,05 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-5,76)}{4,00} = -14,77 \text{ KN}$$

- Travée GH :

$$T_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-4,32) - (-7,203)}{4,00} = 15,13 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-4,32) - (-7,203)}{4,00} = -13,69 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.1. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L [m]	q_u [KN/ml]	M_0 [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	α	M_t [KN.m]	T_e [KN]	T_w [KN]
A-B	4,00	7,203	14,406	4,32	7,203	0,45	10,59	13,69	-15,13
B-C	4,00	7,203	14,406	7,203	5,76	0,45	9,87	14,77	-14,05
C-D	4,00	7,203	14,406	5,76	5,76	0,45	10,59	14,406	-14,406
D-E	4,00	7,203	14,406	5,76	5,76	0,45	10,59	14,406	-14,406
E-F	4,00	7,203	14,406	5,76	5,76	0,45	10,59	14,406	-14,406
F-G	4,00	7,203	14,406	5,76	7,203	0,45	9,87	14,05	-14,77
G-H	4,00	7,203	14,406	7,203	4,32	0,45	10,59	15,13	-13,69

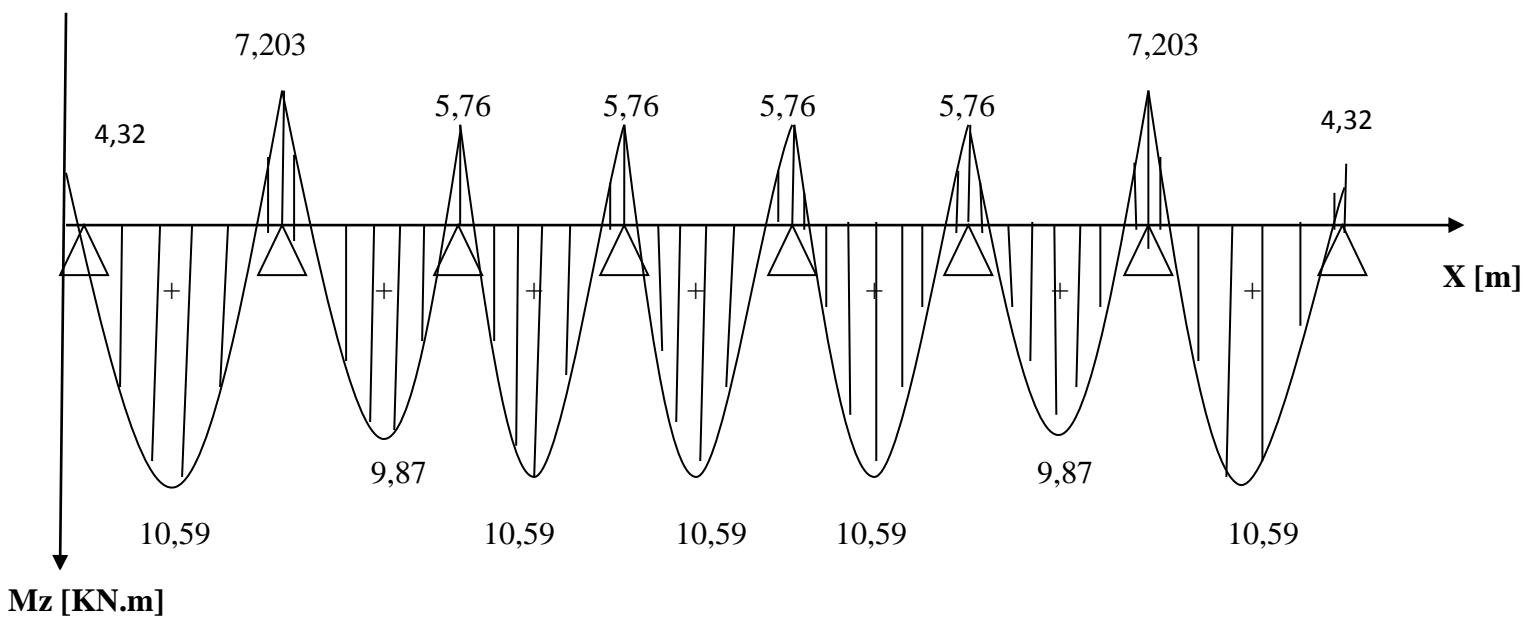


Figure III.4.10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Ty [KN]

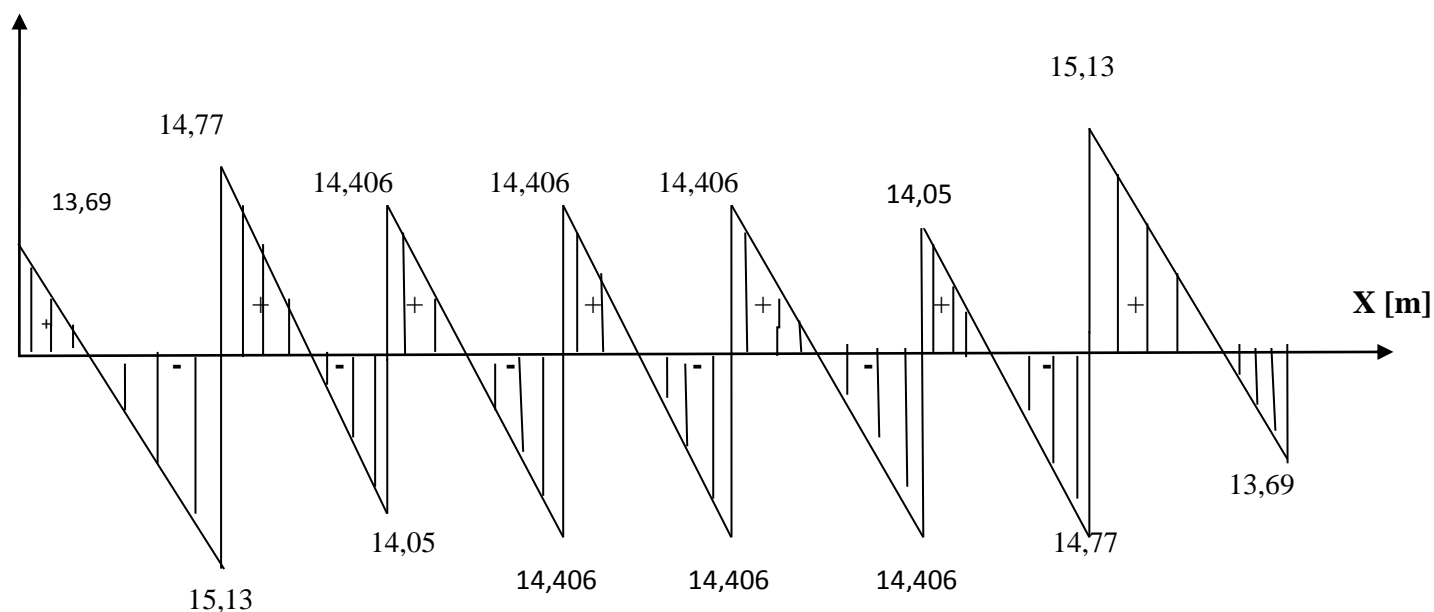


Figure III.4.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

B. étage à usage commercial à trois travées :

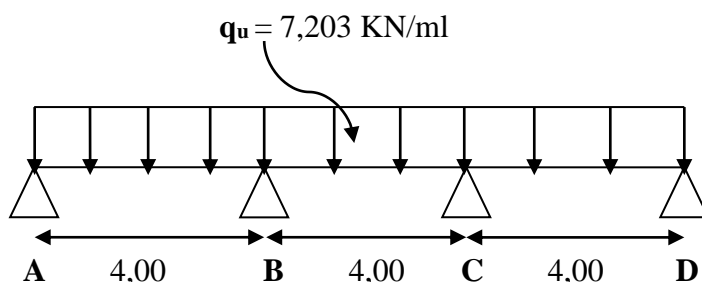


Figure III.4.12. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 3 appuis.

À l'ELU :

✓ Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,203 \times 4^2}{8} = 14,406 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments fléchissant aux appuis :

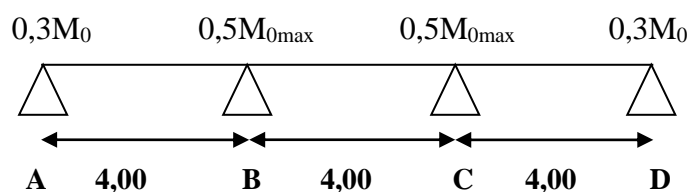


Figure III.4.13. Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 14,406 = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0.5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 14,406 = 7,203 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0,3 \times 14,406 = 4,32 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

a. Etude de la travée AB (de rive) :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01} \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,135 > 1,05 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} \geq -\left(\frac{4,32+7,203}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{01} = 9,62 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 10,59 \text{ KN.m}$

b. Etude de la travée BC (intermédiaire) :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq -\left(\frac{7,203+7,203}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_{02} = 8,18 \text{ KN.m}$$

prend : $M_{tBC} = 9,15 \text{ KN.m}$

c. Etude de la travée CD (de rive) :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq -\left(\frac{7,203+4,32}{2}\right) + (1,135 \times 14,406) = 10,59 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_{03} = 9,62 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 10,59 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

$$(T) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

• Travée AB:

$$T_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-4,32)}{4} = 13,69 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-4,32)}{4} = -15,13 \text{ KN}$$

- Travée BC:

$$T_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-7,203)}{4} = 14,406 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-7,203) - (-7,203)}{4} = -14,406 \text{ KN}$$

- Travée CD:

$$T_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-4,32) - (-7,203)}{4} = 15,13 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7,203 \times 4}{2} + \frac{(-4,32) - (-7,203)}{4} = -13,69 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4.2. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L [m]	q_u [KN/ml]	M_0 [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	α	M_t [KN.m]	T_e [KN]	T_w [KN]
A-B	4,00	7,203	14,406	4,32	7,203	0,45	10,59	13,69	-15,13
B-C	4,00	7,203	14,406	7,203	7,203	0,45	9,15	14,406	-14,406
C-D	4,00	7,203	14,406	7,203	4,32	0,45	10,59	15,13	-13,69

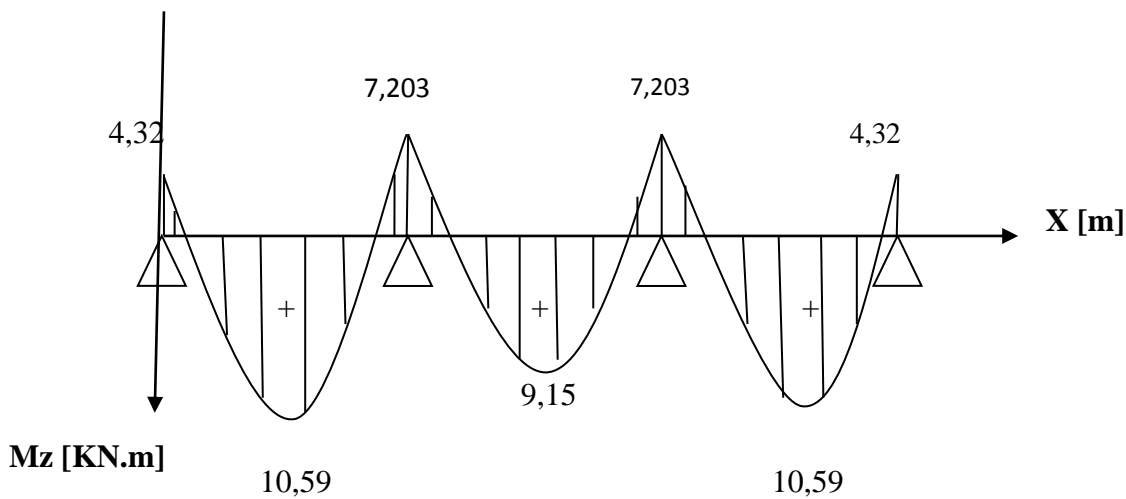


Figure III.4.14. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

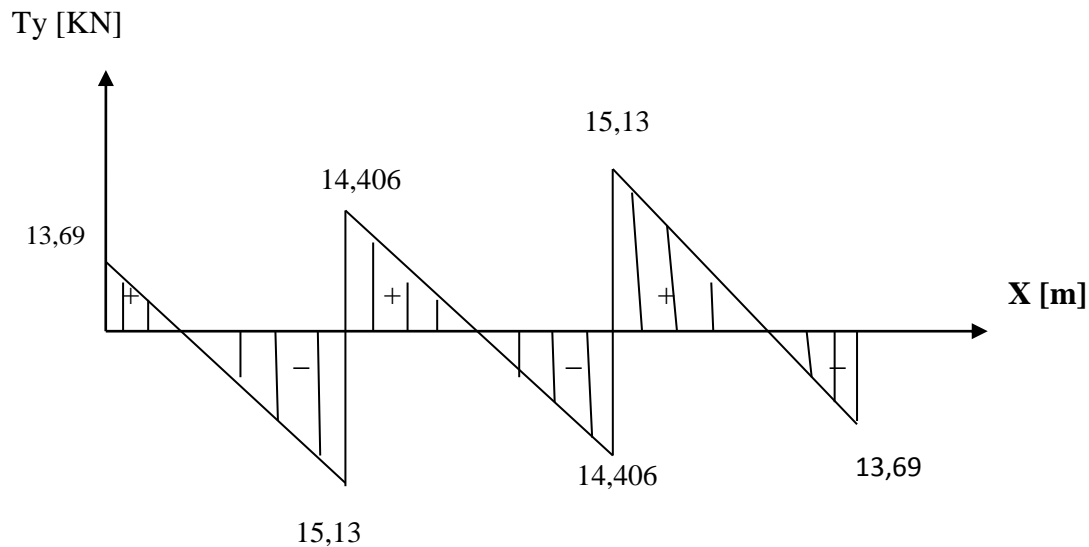


Figure III.4.15. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.4.5. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

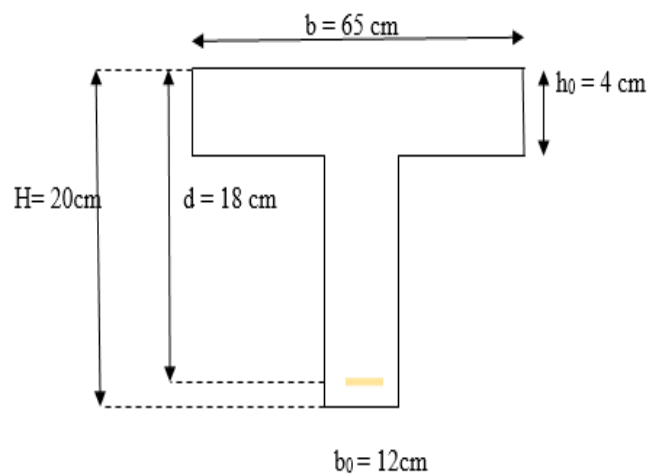


Figure III.4.16. Coupe schématique de la poutrelle.

- **Armatures longitudinales**

- **En travée :**

Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 10,59\text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_0$ \longrightarrow A.N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_0$ \longrightarrow A.N est dans la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10,59 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ KN.m}$$

Donc : l'axe neutre est dans la table de compression \longrightarrow le calcul se fera pour une section rectangulaire (65×20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,59 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,035$$

$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow la section est simplement armée donc ($A_{sc} = 0$).

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

$$\mu = 0,035 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,59 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension

($b_0 \times h$).

$b_0 = 12\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$

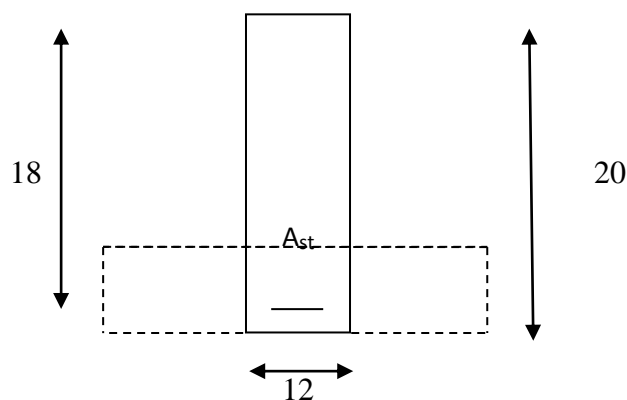


Figure III.4.17. Coupe schématique de la poutrelle.

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7,203 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,203 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,130$$

$\mu = 0,130 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée donc ($A_{sc} = 0$).

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

$$\mu = 0,130 \longrightarrow \beta = 0,930$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,203 \times 10^3}{0,930 \times 18 \times 348} = 1,236 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2HA10 = 1,75 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art 7.2.2/BAEL91)

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

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l^{max} : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\phi_t = 5,7 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On adopte 2HA8 $\longrightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$.

Espacement des cadres :

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisés par des étriers HA8, avec un espacement constant $St = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

III.4.6. Vérifications à L'ELU :**a) Condition de non fragilité : (Art A 4.2 ,1/BAEL 91)**

Par définition une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de longueur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{min} = 0,23. b. d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$ MPa.

➤ En travée :

$$A_{min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,35 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,75 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 91/ Art.6.1.3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i » .

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

➤ En travée :

$$\sum U_i = n. \pi. \varphi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,127 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,991 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sum U_i = n. \pi. \varphi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,127 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,487 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Ancrage des barres : (BAEL91/Art. 6.1, 221)

Ancrage rectiligne :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91 :

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

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence.

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

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 \implies L_c = 15 \text{ cm}$$

d) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211/BAEL 91 modifié 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_d = 1,5; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$T_U^{\max} = 15,127 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{« Fissuration peu préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15,127 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91/Art 5.1, 313) ;

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d$$

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

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

➤ Au niveau des appuis de rive :

$$T_{\max} = 13,685 \leq 129,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Au niveau des appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 15,127 \leq 129,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

(BAEL 91/Art 5.1, 312)

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

➤ Au niveau des appuis de rive :

$$T_{\max} = 13,685 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 4,32 \text{ KN}$$

$$A_a = 1,75 \text{ cm}^2 \geq \left(13,685 - \frac{4,32}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,37 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

➤ Au niveau des appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 15,127 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{\max} = 7,203 \text{ KN}$$

$$A_a = 1,75 \text{ cm}^2 \geq \left(15,127 - \frac{7,203}{0,9 \times 0,18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,84 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91/Art

A.5.1, 322) :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{15,127 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,78$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0,78 \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Calcul à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS.

1er type :

Tableau III.4.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

Travées	L [m]	q_s [KN/ml]	q_s/q_u [KN.m]	M_t [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	T_e [KN]	T_w [KN]
A-B	4,00	5,083	0,706	7,48	3,05	5,09	9,67	-10,68
B-C	4,00	5,083	0,706	6,97	5,09	4,07	10,43	-9,92
C-D	4,00	5,083	0,706	7,48	4,07	4,07	10,17	-10,17
D-E	4,00	5,083	0,706	7,48	4,07	4,07	10,17	-10,17
E-F	4,00	5,083	0,706	7,48	4,07	4,07	10,17	-10,17
F-G	4,00	5,083	0,706	6,97	4,07	5,09	9,92	-10,43
G-H	4,00	5,083	0,706	7,48	5,09	3,05	10,68	-9,67

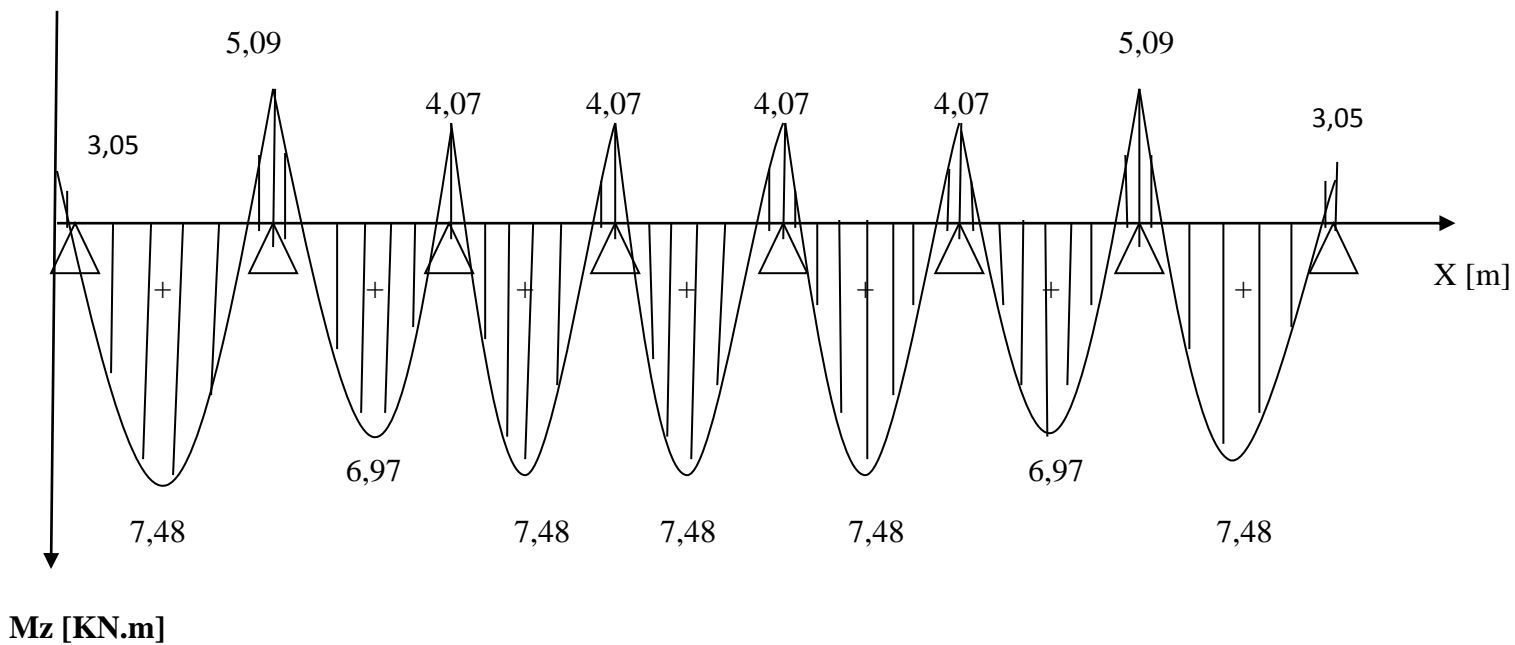


Figure III.4.18. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

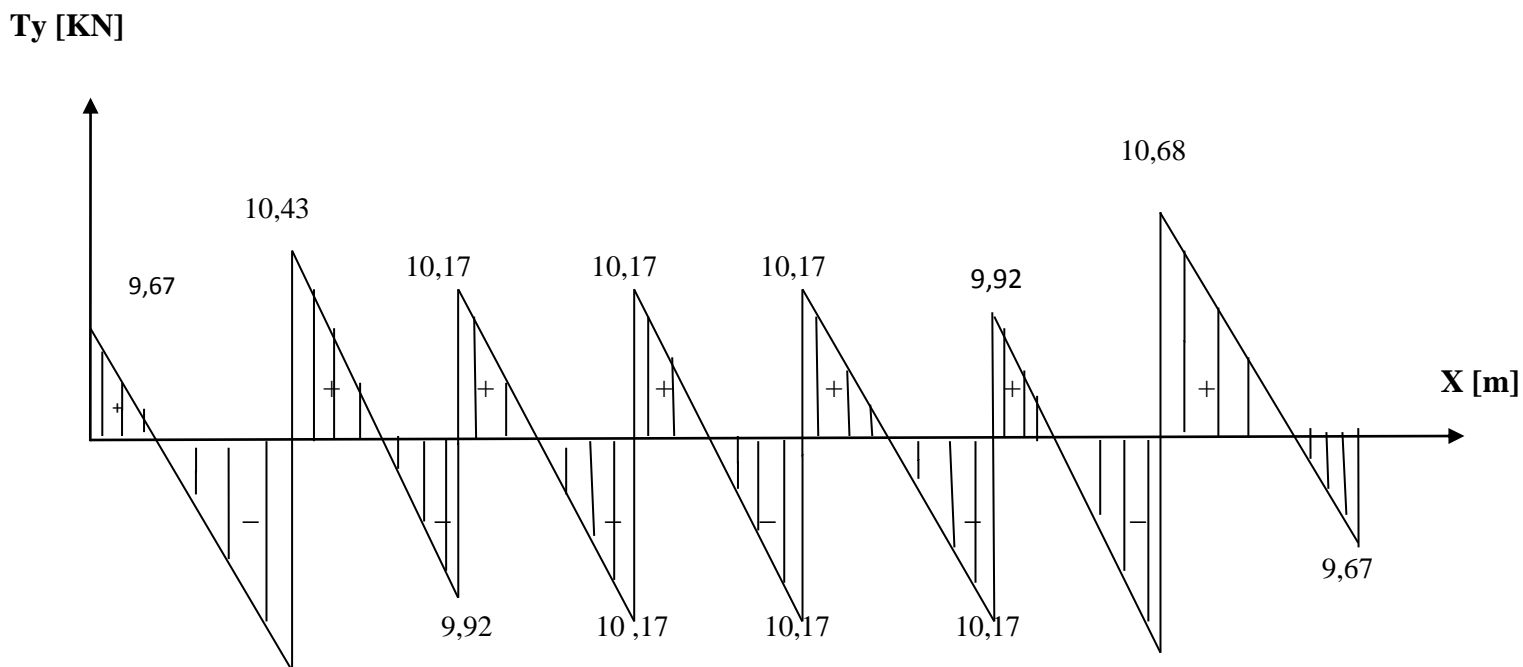


Figure III.4.19. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

2^{ème} type :

Tableau III.4.4. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

Travées	L [m]	q_s [KN/ml]	q_s/q_u [KN.m]	M_t [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	T_e [KN]	T_w [KN]
A-B	4,00	5,083	0,706	7,48	3,05	5,09	9,67	-10,68
B-C	4,00	5,083	0,706	6,47	5,09	5,09	10,17	-10,17
C-D	4,00	5,083	0,706	7,48	5,09	3,05	10,68	-9,67

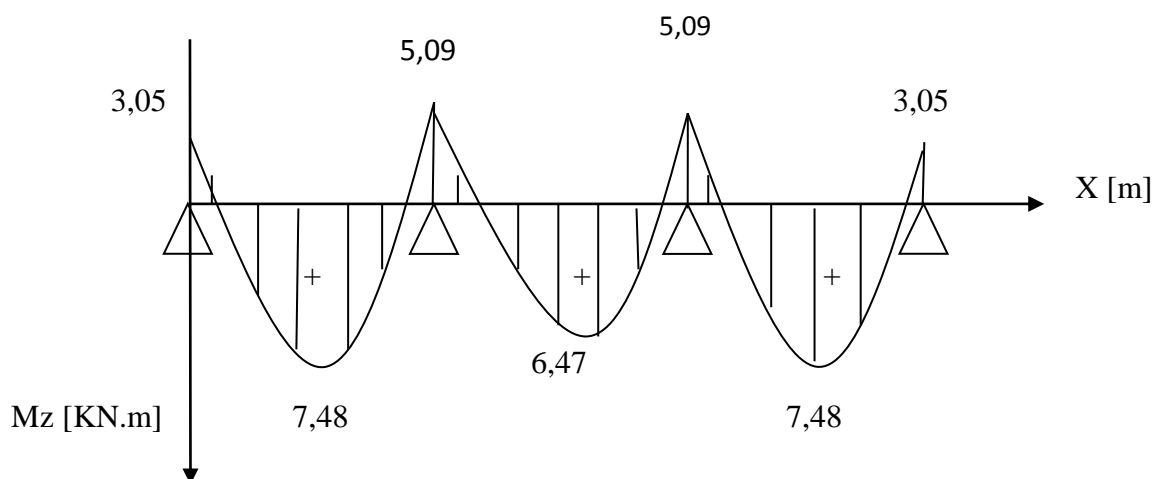


Figure III.4.20. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

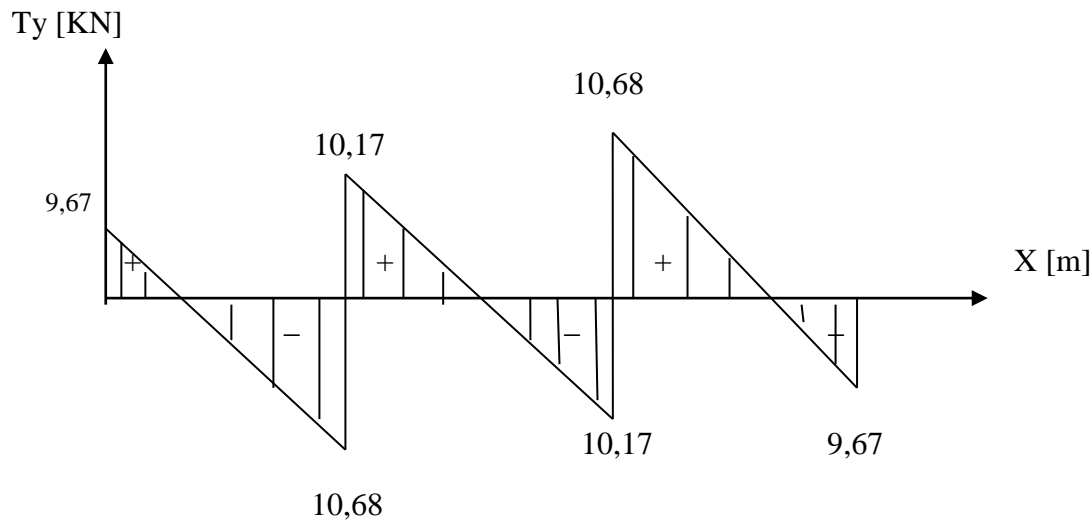


Figure III.4.21. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.4.8. Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives sont :

a) État limite de compression du béton (BAEL91 : Art A.4.5, 2) :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$; $\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$

➤ En travée :

On a : $M_t^{\max} = 7,48 \text{ KN. m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8566 \\ K_1 = 19,86 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7,48 \times 10^3}{0,8566 \times 18 \times 2,35} = 206,43 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 206,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \implies$ Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{206,43}{19,86} = 10,39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

On a: $M_a^{max} = 5,09 \text{ KN. m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,75}{12 \times 18} = 0,810 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23,985 \end{array} \right.$$

D'où la contrainte dans les aciers est

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,09 \times 10^3}{0,871 \times 18 \times 1,75} = 185,519 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 185,519 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{185,519}{23,985} = 7,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

c) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8, 424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section (20cm).

l : portée libre maximale.

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A_s : section des armatures.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{7,48}{15 \times 10,166} = 0,049 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 > \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de la flèche : (Art. B.6.5, 2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}$$

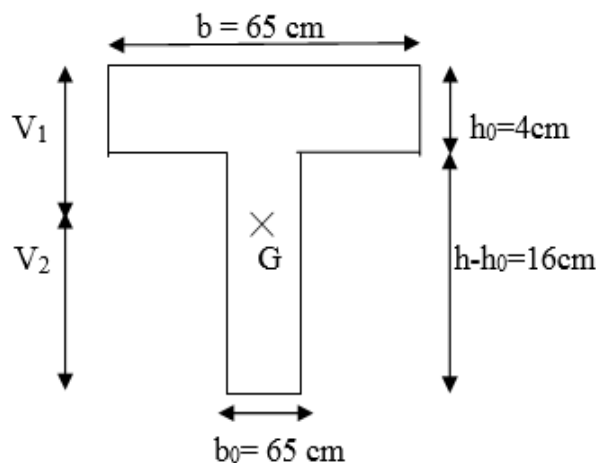


Figure III.4.22. Schéma statique de calcul.

Avec :

M_s : Moment fléchissant maximal.

f : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa.

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

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

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieur $S_{xx'}$:

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^2.$$

Aire de la section homogénéisée B_0 :

A_t : section d'armatures tendues.

$$B_0 = B + nA = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,098 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,098 = 12,902 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

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

D'où:

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,098^3 + 12,902^3) + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,098 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,902 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,2371 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \longrightarrow \beta = 0,982$$

ρ : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

Aussi :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1,495$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,48 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 235} = 180,07 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 180,07 + 2,1} ; 0 \right)$$

$$\mu = \max (0,60 ; 0) = 0,60$$

Et :

$$I_{fv} = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = I_{fv} = 1,1 \times \frac{20003,24}{1 + 1,495 \times 0,605} = 11553,61$$

Au final :

$$f_v = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{7,48 \times 10^5 \times (400)^2}{10 \times 10818,865 \times 11553,61 \times 10^2} = 0,79$$

$$f_v = 0,79 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

III.4.9. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

➤ Armatures longitudinales :

En travée : 3HA10 = 2,35cm².

Aux appuis : 2HA10 = 1,75 cm².

➤ Les armatures transversales :

Etrier : 2HA8 = 1,00 cm² ; St = 15 cm.

III.5. Les balcons :

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree à ses extrémités.

III.5.1 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

a) Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

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

✓ L'épaisseur :

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

$$\frac{L}{15} = \frac{400}{15} = 26,67 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 40$$

On adopte une hauteur $h = 35 \text{ cm}$

La largeur :

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

$$0,4h = 14 \leq b \leq 0,7h = 24,5$$

On adoptera une largeur $b = 25 \text{ cm}$

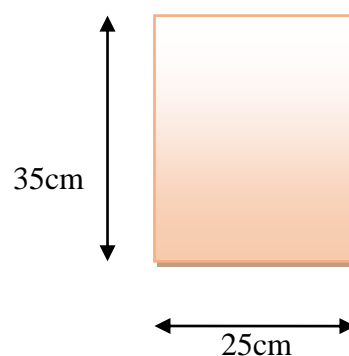


Figure III.5.1. Coupe transversal de la poutre

b) Evaluation des charges et surcharges :

✓ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \cdot 0,35 \cdot 25 = 2,19 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(4,00 - 0,35) \times 1,3 = 4,745 \text{ KN/ml}$

- Poids du plancher : $4,32 \times \frac{0,65}{2} = 1.404 \text{ KN/m}$
- $G_t = 8,339 \text{ KN/ml}$.

✓ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0,65}{2} = 0.487 \text{ kN/ml.}$$

✓ **Combinaisons des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 8,339 + 1.5 \times 0,487 = 11.99 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8,339 + 0,487 = 8,826 \text{ kN/ml.}$$

d) Etude de la poutre à l'ELU :

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

Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 11,99 \times \frac{4^2}{8} = 20.38 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 11,99 \times \frac{4^2}{8} = -7,19 \text{ KN.m}$$

✓ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{11,99 \times 4}{2} = 23,98 \text{ KN}$$

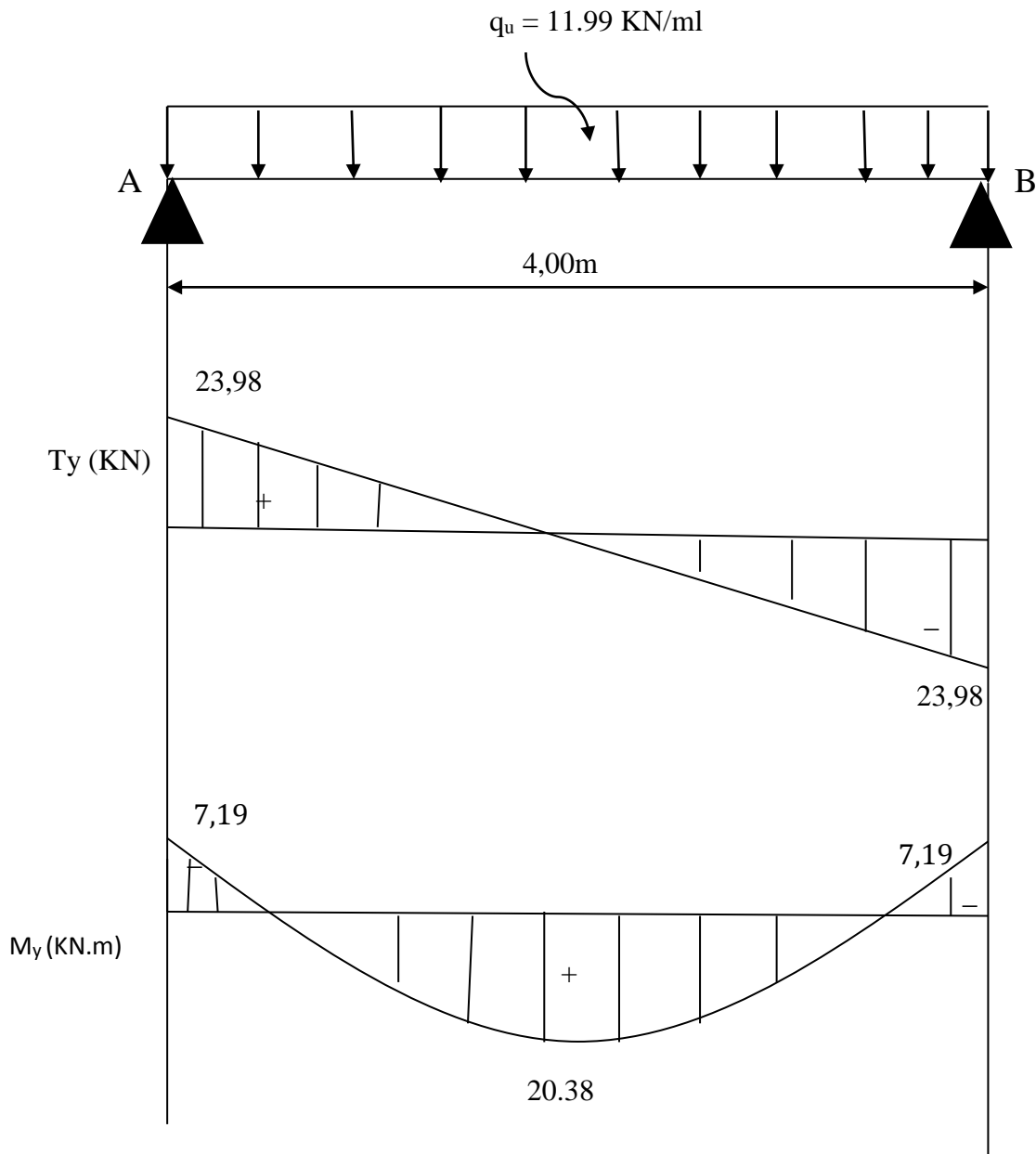


Figure III.5.2. Diagramme des Efforts internes

III.5.2 Calcul des armatures :

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,38 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,177$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée. $\beta = 0,902$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20,38 \times 10^3}{0,902 \times 18 \times 348} = 3,61\text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **5HA12 = 5,65 cm²**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,19 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0625$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée. $\beta = 0,968$

$$A_{sta} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,19 \times 10^3}{0,968 \times 18 \times 348} = 1,186 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm²**

III.5.3 Vérification à ELU

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 0,54 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{min} \\ A_{st}^t > A_{min} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 23,98 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{23,98}{0,25 \times 0,18} = 532,89 \text{ KN/m}^2 = 532,89 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_U = 0,53289 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_U < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

- **Dans le béton :** (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]

$$T_U = 23,98 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 10^3 = 270 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur les aciers :** (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,98 + \frac{-7,19}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,06 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)... [2]**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 12 + 5 \times 3,14 \times 12 = 301,44 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,98 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 301,44} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \\ \tau_{se} = 0,49 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

▪ **Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_e} \phi = 35,21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée et appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \{ 1; 2,5; 1,2 \}$$

On prend comme diamètre : $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

$$\text{On opte pour une section d'armature 3HA10} \Rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

✓ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min (16,2, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,36 \times 400}{25 \times 10} = 3,776 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis :**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min (8,75 ; 14,4 ; 30)$$

Soit : $e = S_t = 8$ cm.

• **En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm.}$$

III.5.4 Vérification à l'ELS• **calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 8,826 \text{ KN/ml}$$

- Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 8,826 \times \frac{4}{2} = 17,652 \text{ KN}$$

- Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 8,826 \times \frac{4^2}{8} = 17,652 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 17,652 = -5,296 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \times 17,652 = 15,00 \text{ KN.m.}$$

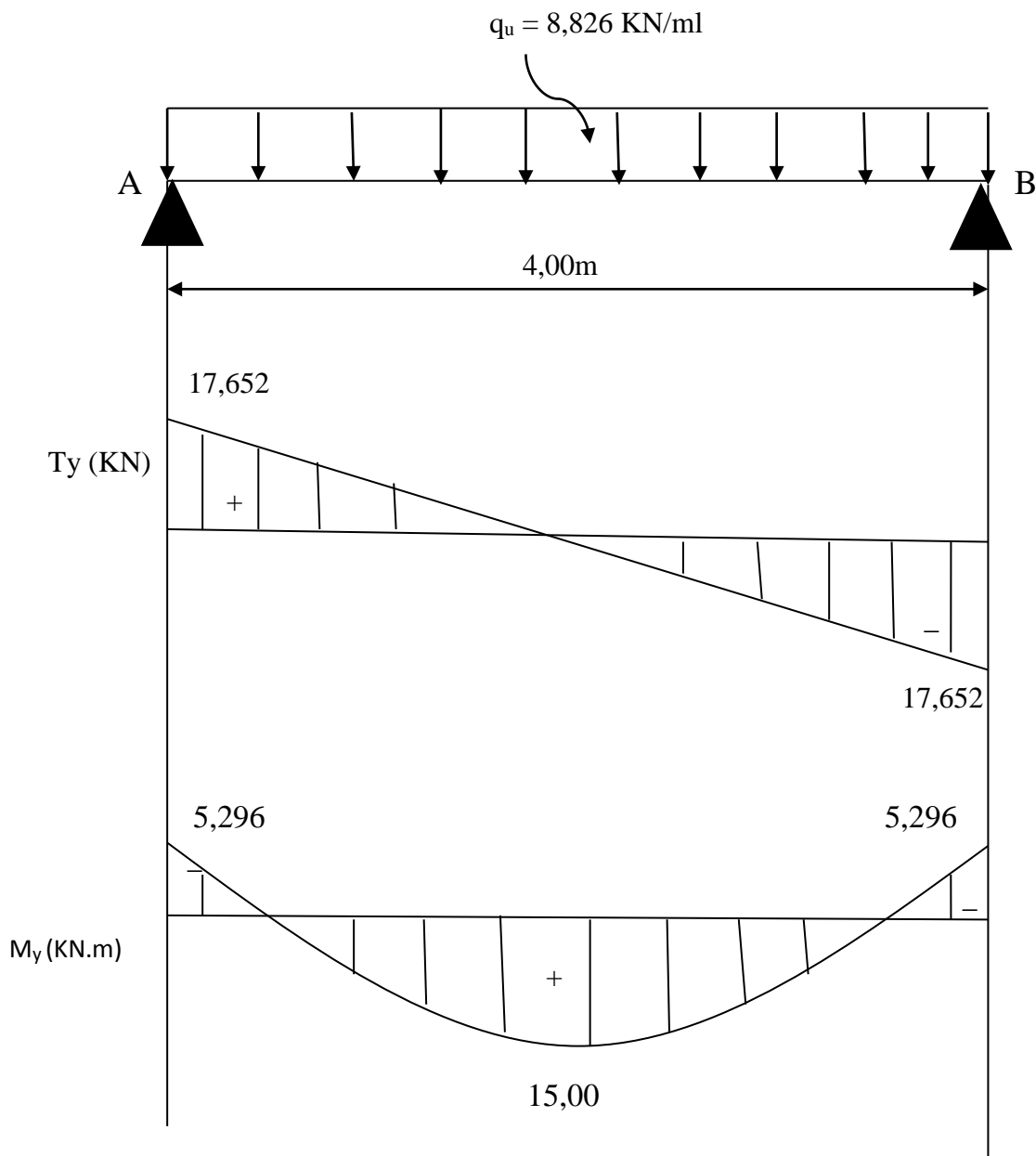


Figure III.5.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

• **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 18} = 0,753 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8741 \\ K_1 = 24,74 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{5,296 \times 10^6}{0,8741 \times 180 \times 3,39 \times 10^2} = 99,29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{99,29}{24,74} = 4,01 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4,01 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 5,65}{25 \times 18} = 1,255 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8481 \\ K_1 = 17,92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{15 \times 10^6}{0,8481 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 173,90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173,90}{17,92} = 9,70 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9,70 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

On a $\sigma_{st} = 173,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ **la condition est vérifiée**

❖ **vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{400} = 0,0875 \\ \frac{1}{16} &= 0,0625 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{400} = 0,0875 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{15}{10 \times 17,652} = 0,0849 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_t}{bd} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} &= \frac{5,65}{25 \times 18} = 0,0125 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

La 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec : $q_s = 8,826 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation diffère, $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravite.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 16838 \text{ cm}^2.$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 35) + (15 \times 5,65) = 959,75 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{16838}{959,75} = 17,54 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 35 - 17,54 = 17,46 \text{ cm}.$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25}{3} ((17,54^3) + (17,46^3)) + 15 \times 5,65 \times (17,46 - 2)^2$$

$$I = 109580,55 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{8,826 \times 10^3 \times 4^4}{10818,86 \times 10^6 \times 109580,55 \times 10^{-8}} = 0,248 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}.$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant

Armatures en travées : 5HA12 = 5,56 cm²

Armatures en appuis : 3HA12 = 3,39 cm²

III.6. Calcul de la dalle pleine de la salle machine

Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes et des charges vers les différents étages d'un immeuble ; il est souvent muni d'un dispositif de sécurité.

Il est constitué essentiellement des éléments suivants :

- **La cabine** : c'est la partie destinée au transport des usagers.
- **Les câbles** : La cabine et le contrepoids sont suspendus par des câbles mus par le treuil.
- **Le contrepoids** : c'est la masse qui contrebalance le poids de la cabine et une partie de la charge.
- **Le treuil** : c'est l'organe qui constitue le système d'entraînement, qui comprend un moteur électrique, un système de freinage et un régulateur de vitesse.
- **L'étrier** : c'est un cadre métallique dans lequel est fixée la cabine. Il est attaché aux organes de suspension et guidé au moyen de coulisseaux.
- **Le parachute** : organe fixé à l'étrier qui permet, en cas de rupture de la suspension ou de vitesse excessive, de bloquer la cabine.
- **La gaine** : espace clos où se déplace la cabine et le contrepoids.

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur, qui se caractérise par :

- la surface de la cabine est de **7,38m²** (3.60 x 2.05)
- la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de **Q = 9 tonnes**. (P = 90KN)
- Vitesse d'entraînement **V=1m/s**

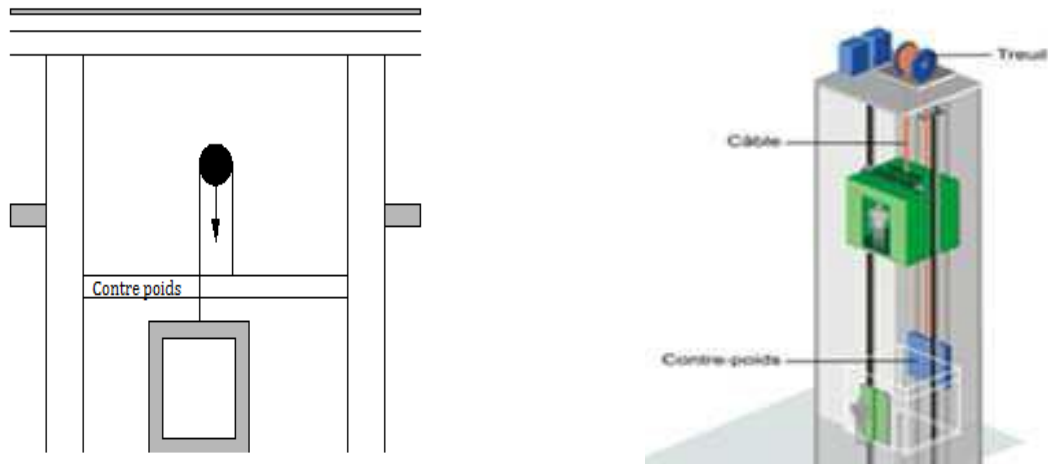


Figure III.6.1. Schéma représentatif de la salle machine

III.6.1 Dimensionnement :

La dalle repose sur 4 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 concentrée au milieu du panneau.

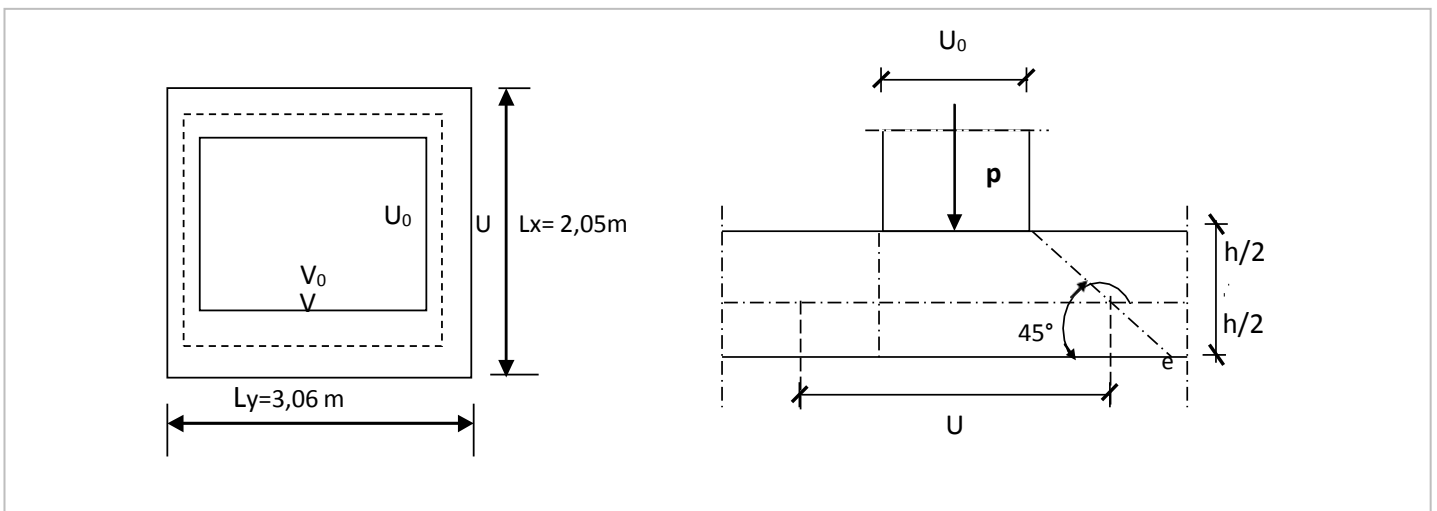


Figure III.6.2 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{205}{360} = 0,57 : 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$$

sens.

la dalle travaille dans les deux

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{205}{30} = 6,83 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12[cm] (RPA99 version 2003) ; Soit : $h_t = 15$ cm.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + e.K + h_0 \\ V = V_0 + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5$ cm)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15$ cm)

K : Coefficient de la nature Revêtement

$U_0 = V_0 = 80$ [cm] (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

III.6.2. Détermination des sollicitations :

➤ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN / ml (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN / ml (charge uniformément répartie).} \end{cases}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

Avec :

$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85$ KN/ml (poids propre de la dalle)

$Q = 1$ KN/ml (surcharge d'exploitation)

III.6.3 Calcul des moments à l'ELU :

➤ **Les moments M_{x1} , M_{y1} due au système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + n M_2) p_u \\ M_{y1} = (M_2 + n M_1) p_u \end{cases}$$

Avec :

$$\mathbf{v} : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{v} = 0 \text{ à l'ELU} \\ \mathbf{v} = 0,2 \text{ à l'ELS.} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_x})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0,8 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{205} = 0,51 = 0,5 \\ \frac{V}{l_x} &= \frac{105}{360} = 0,29 = 0,3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,118 \text{ et } M_2 = 0,094$$

$$\begin{aligned} \text{A l'ELU : } M_{x1} &= p_u M_1 \longrightarrow M_{x1} = 121,5 \times 0,118 = 14,34 \text{ [KN.m].} \\ M_{y1} &= p_u M_2 \longrightarrow M_{y1} = 121,5 \times 0,094 = 11,42 \text{ [KN.m].} \end{aligned}$$

III.6.4 Sous charge uniformément répartie :

a) Calcul des moments à l'ELU :

- Les moments M_{x2} ; M_{y2} dus aux poids propre de la dalle pleine et surcharge :
 $0,4 \leq \rho = 0,57 \leq 1$: le panneau de dalle travail dans les deux sens.

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91modifié99)

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_x^2 \end{cases}$$

Avec:

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x ;

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y ;

μ_x et μ_y : Coefficient donnés en fonction de ρ et v .

$$\begin{cases} \rho = 0,57 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0852 \\ \mu_y = 0,266 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0852 \times 8,05 \times (2,05)^2 = 2,88 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{y2} = 0,266 \times 2,88 = 0,77 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{x2}/M_{y2} = 3,74 > 0,25 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,34 + 2,88 = 17,22 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,42 + 0,77 = 12,19 \text{ [KN.m]}$$

- **correction des moments :**

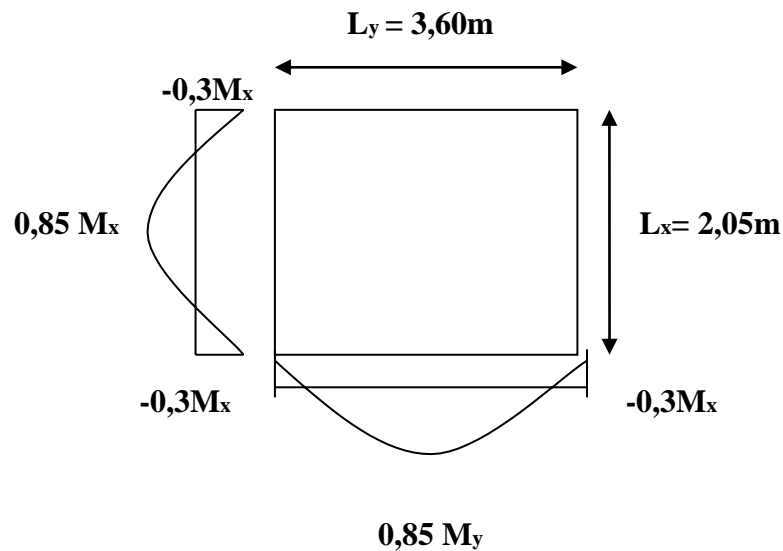


Figure III.6.3 : Diagramme des moments.

- ✓ **En travée:**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 17,22 = 14,64 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 12,19 = 10,36 \text{ [KN.m]}$$

- ✓ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 17,22 = -5,17 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 12,19 = -3,66 \text{ [KN.m]}$$

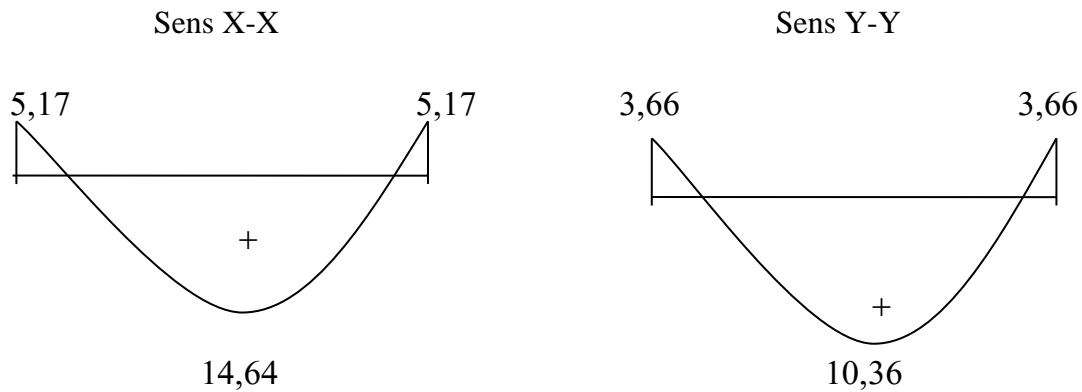
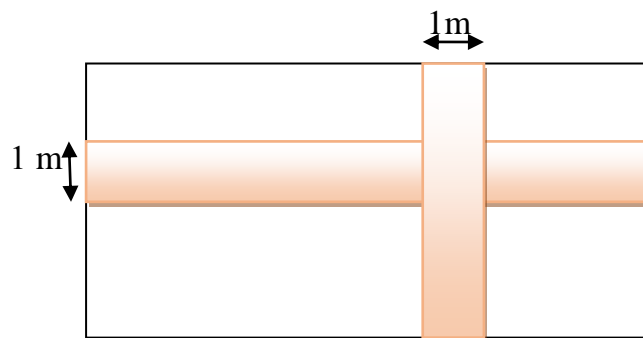


Figure III.6.4. Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 12 \text{ cm}$.



✓ Sens x-x

• Aux appuis :

$$M_X^a = 5,17 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,025$$

$\mu = 0,0253 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,17 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée :

$$M_y^t = 14,64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{14,64 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,072$$

$\mu = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,072 \longrightarrow \beta = 0,963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{14,64 \times 10^3}{0,963 \times 12 \times 348} = 3,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Sens y-y :

• Aux appuis :

$$M_y^a = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,018$$

$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3,66 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,884 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée :

$$M_y^t = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10,36 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,051$$

$\mu = 0,051 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,051 \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10,36 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.1 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens

zone	sens	M (KN m)	μ	β	A (cm ²)	S _t (cm)	Section (cm ²)
En travée	X-X	14,64	0,072	0,963	4 HA 12	25	4,52
	Y-Y	10,36	0,051	0,974	4HA12	25	4,52
Aux appuis	X-X	5,17	0,025	0,988	4HA10	25	3,14
	Y-Y	3,66	0,018	0,991	4HA10	25	3,14

III.6.5. Vérification à l'état limite ultime :

1) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendue d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant:

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400)

A_{min} : section minimale d'armature.

$b \times h$: Section totale du béton.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,57$$

Direction principale (suivant x-x) :

$$A_{min}^x = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0,57}{2} \right) = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{x=}^t = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_{x=}^a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^x = 1,46 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Direction secondaire (suivant y-y) :

$$A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{y=}^t = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_{y=}^a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :

Nous devons vérifier que : $\phi \leq \phi_{max} = \frac{h_e}{10}$

ϕ : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 12mm < \phi_{max} = \frac{150}{10} = 15mm \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Charges concentrées)

a. Armatures principale :

$$S_t \leq \min(2h ; 25cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min(30cm ; 25cm) = 25cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm)$$

$$S_t = 25cm \leq \min(45cm ; 33cm) = 33cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4) Condition de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.42) :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25$ MPa et $\gamma_b = 1,5$

q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

μ_c : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,20m.$$

$$q_u = 121,5 KN < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 KN \dots \dots \dots CV$$

✓ Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

5) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,32 < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6. Calcul des moments à l'ELS :**A. Moments engendrés par le système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$\begin{cases} M_{X1}^S = P_S(M_1 + \nu M_2) \\ M_{Y1}^S = p_s(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- à l'ELS : $\nu = 0.2$; $M_1 = 0.118 \text{ KN.m}$, $M_2 = 0.094 \text{ KN.m}$

La charge concentrée : $P_s = 90 \text{ KN}$.

$$M_{X1}^S = 90 (0,118 + 0,2 \times 0,094) = 12,312 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1}^S = 90 (0,094 + 0,2 \times 0,118) = 10,584 \text{ KN.m}$$

B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

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

$$\begin{cases} M_{X2} = \mu_X q_s L_X^2 \\ M_{Y2} = \mu_Y M_{X2} \end{cases}$$

Avec : $q_s = 5,85 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0,57, \nu = 0,2 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,442 \end{cases}$$

$$M_{x2}^S = 0,0897 \times 5,85 \times (2,05)^2 = 2,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^S = 0,442 \times 2,21 = 0,98 \text{ KN.m}$$

C. Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^S = M_{x1}^S + M_{x2}^S = 12,312 + 2,21 = 14,52 \text{ KN.m} \\ M_y^S = M_{y1}^S + M_{y2}^S = 10,584 + 0,98 = 11,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D. Correction des moments :

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Dans le sens de la petite portée x-x :

En travées : $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 14,52 = 12,34 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 14,52 = 4,36 \text{ KN.m}$

Dans le sens de la grande portée y-y :

En travées : $M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,56 = 9,83 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 11,56 = 3,47 \text{ KN.m}$

III.6.7. Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

- Sens x-x :

En travée :

On a : $M_s = 12,34 \text{ KN.m}$ et $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{12,34 \times 10^3}{0,906 \times 12 \times 4,52} = 251,11 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 251,11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{251,11}{38,08} = 6,59 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

Aux appuis :

$M_s = - 3,69 \text{ KN.m}$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,918 \\ K_1 = 46,17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,69 \times 10^3}{0,918 \times 12 \times 3,14} = 114,48 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 114,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144,48}{46,17} = 2,48 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

En travée :

$$M_s = 9,83 \text{ KN.m} ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{9,83 \times 10^3}{0,906 \times 12 \times 4,52} = 200,03 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 200,03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200,03}{38,08} = 5,25 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_s = - 3,47 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,918 \\ K_1 = 46,17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,47 \times 10^3}{0,918 \times 12 \times 3,14} = 100,32 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 100,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{100,32}{46,17} = 2,17 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art 4.5.32) :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation (Art. B.7.5. BAEL.91) :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tX}}{20M_X} \\ \frac{A_x}{b d_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de la dalle égale à 15cm.
- L_x : portée de la dalle égale à 2,05m.
- M_{tX} : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- M_X : Moment isostatique dans la direction de (xx) pour une bande de 1 m.
- A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.
- d : hauteur utile de la bande.

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{205} = 0,111 > \frac{M_{tX}}{20M_X} = \frac{14,64}{20 \times 14,64} = 0,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b d_x} = \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0038 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.8. Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Sens x-x :**

Appuis : **4HA10 = 3.14** cm² avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA12 = 4.52** cm² avec un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

Appuis : **4HA10 = 3.14** cm² avec un espacement de 25 cm.

Travée : **4HA12 = 4.52** cm² avec un espacement de 25 cm.

IV.1. Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

➤ **Concept de base de la MEF :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutre ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivé sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

IV.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

IV.3. Etapes de Modélisation :

L'*ETABS* se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,.....)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003) ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- ❖ **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales

(G et Q).

- ❖ **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales

(E) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- ❖ groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.

- ❖ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- ❖ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente**.

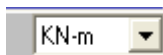
IV.5. Classification de l'ouvrage : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commercial, dont la hauteur $H = 24,30 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Tizi-Ouzou (Zone IIa)*.

IV.6. La modélisation :

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).

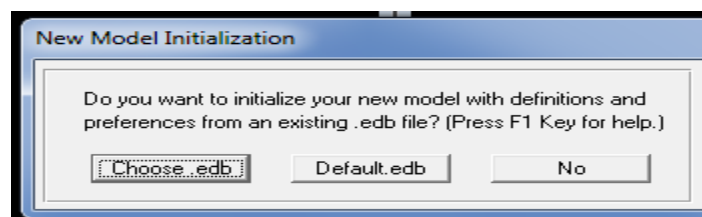


Figure IV.1: Création d'un nouveau model.

- ✓ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- ✓ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- ✓ « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas en choisi « Default. edb ». Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- ❖ Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- ❖ Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- ❖ Hauteur d'étage (**story High**)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- ❖ Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- ❖ La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- ❖ La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

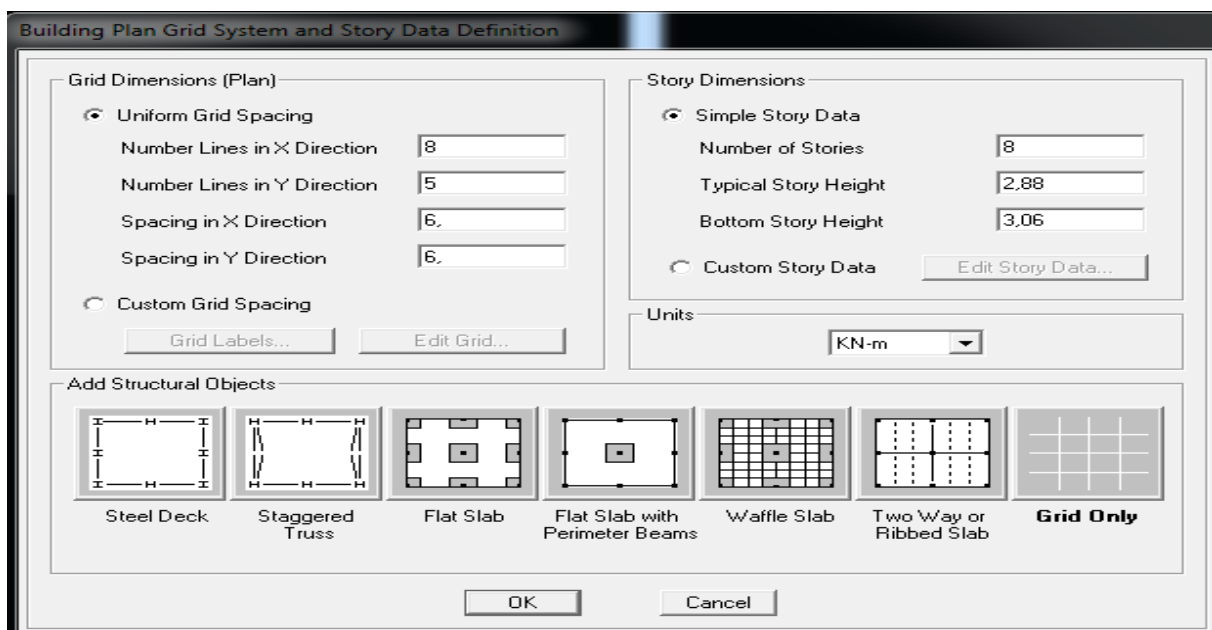


Figure IV.2 : Introduction de la géométrie de base.

Ca donne cette fenêtre :

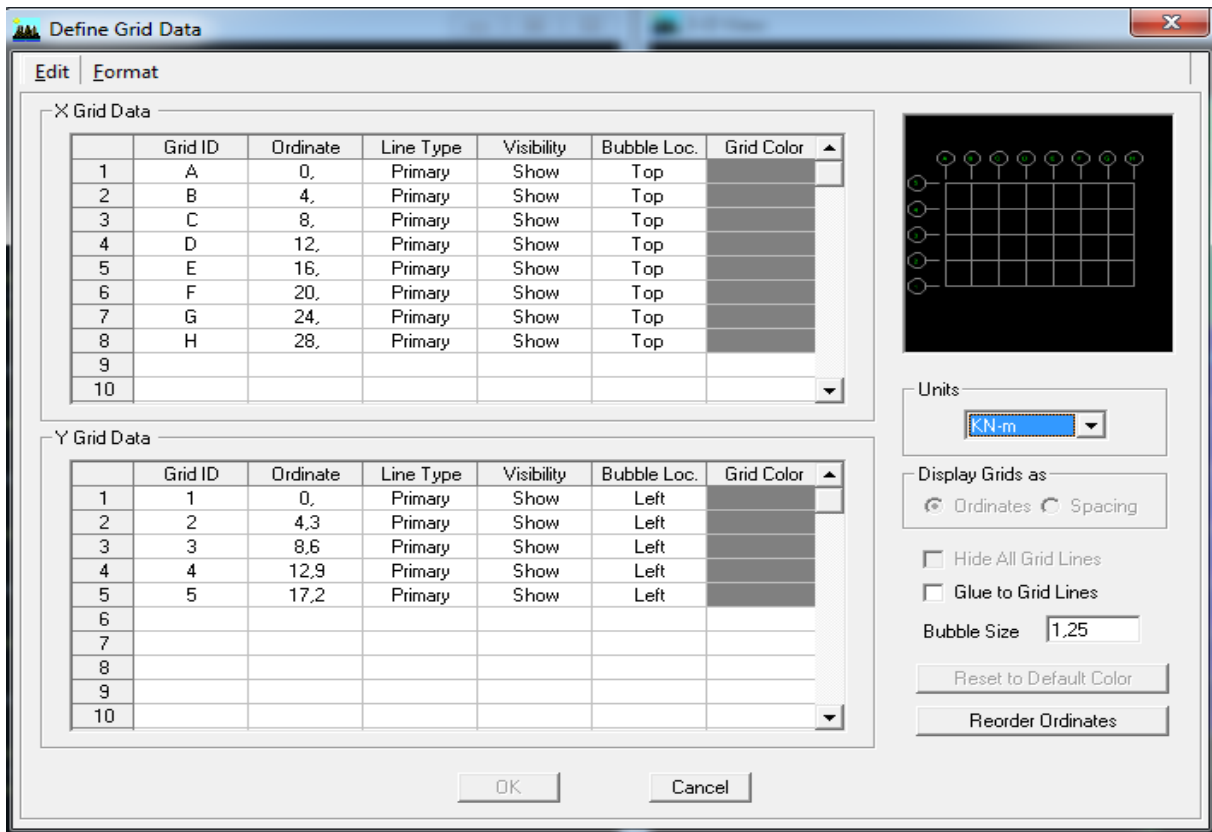


Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y.

Ok Ok

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

c) Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:

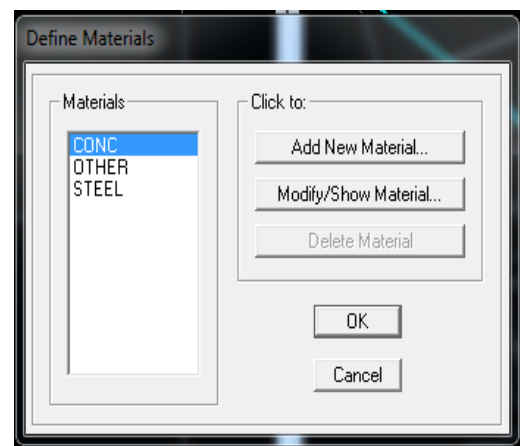
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** au en utilisant le raccourci



suivant

Nous sélectionons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})



- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_c)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

Dans la fenêtre suivante :

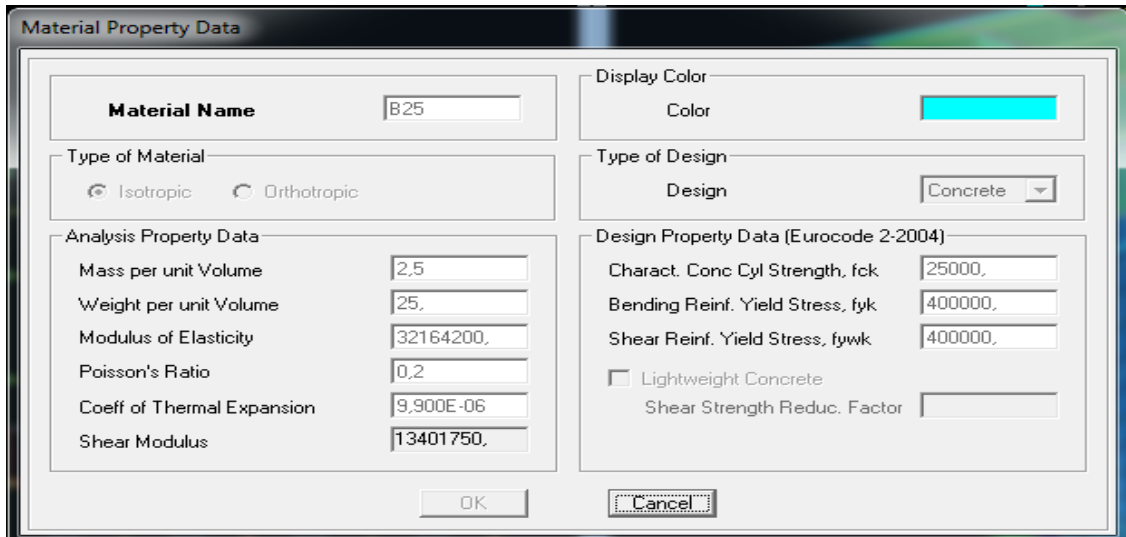


Figure IV.4 : Définition des propriétés du matériau CONC (Béton).

Le matériau « *AUTRE* » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (II) est possible d'affecter le matériau « *BETON* » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

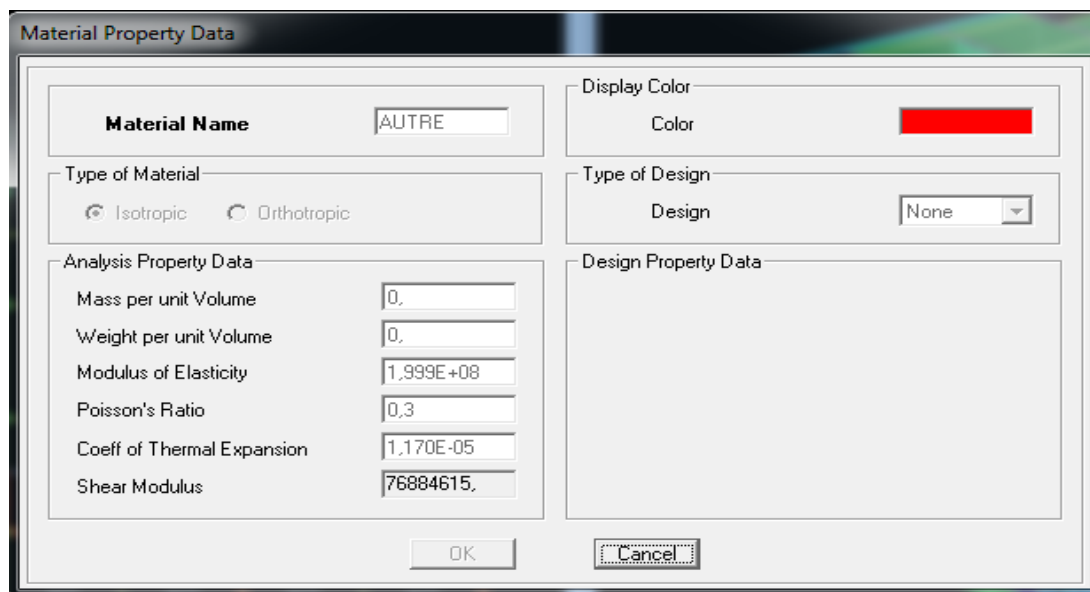



Figure IV.5 : Définition des propriétés du matériau Autre.

d) Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Dans cette étape on définit des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant  .

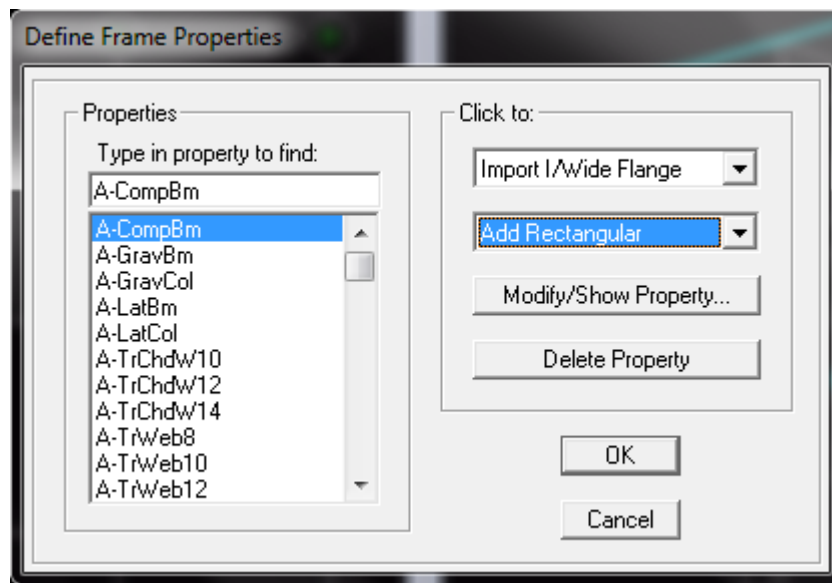


Figure IV.6 : Introduction des éléments barres.

Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profiles des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boite) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

La boite de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ -Nom de la section **Section Name**
- ✓ choisir dans la liste des matériaux **B25** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- ✓ Hauteur : **Depth**
- ✓ Largeur : **width**

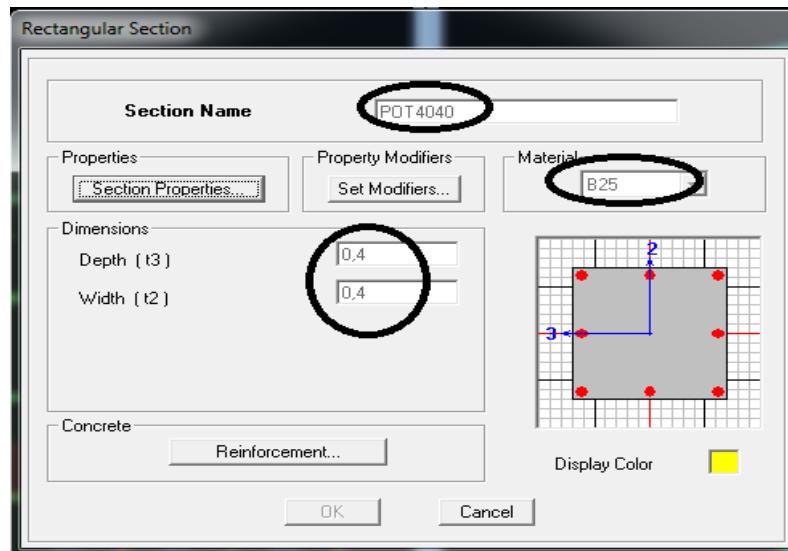
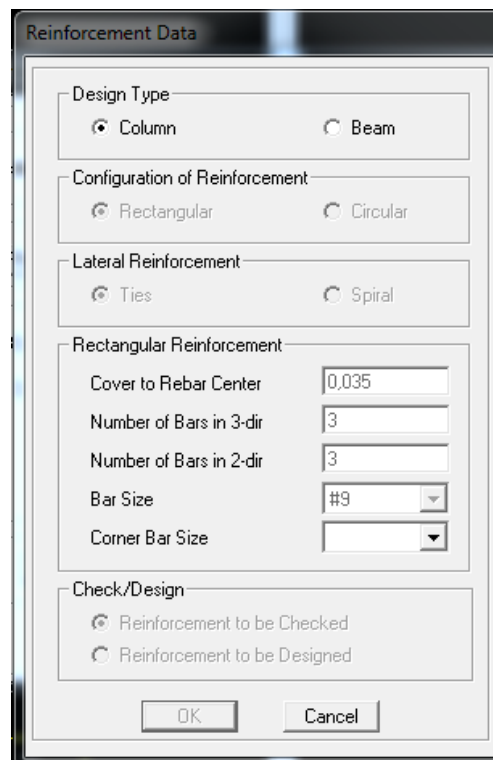


Figure IV.7 : Introduction des sections des poteaux.

On fait les mêmes étapes pour toutes les autres sections (P45*45, P35*35)

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.



Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

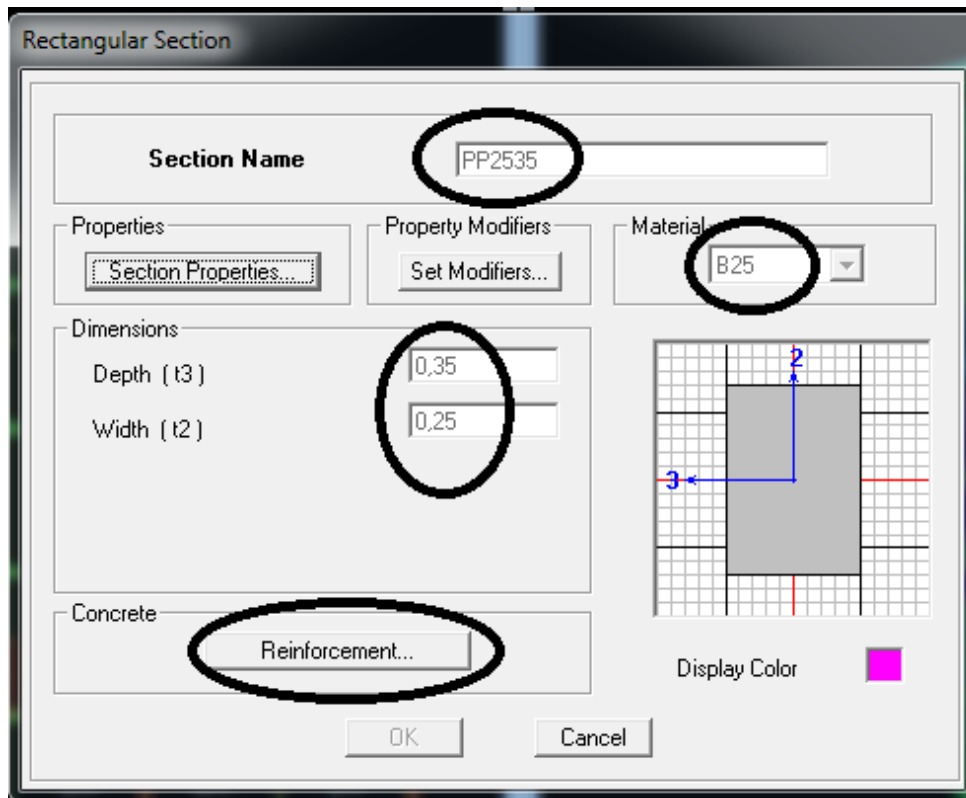
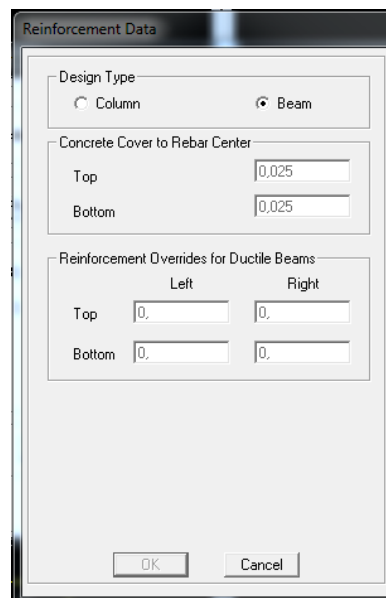


Figure IV.8 : Introduction des sections des poutres.

En sélection **Reinforcement** après **Beam** pour les poutres



Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant



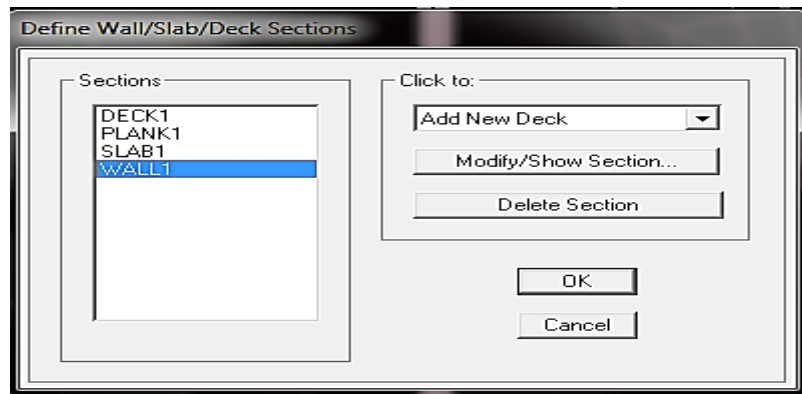


Figure IV.9: Introduction des éléments plaques.

e) **Définition des voiles :**

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur

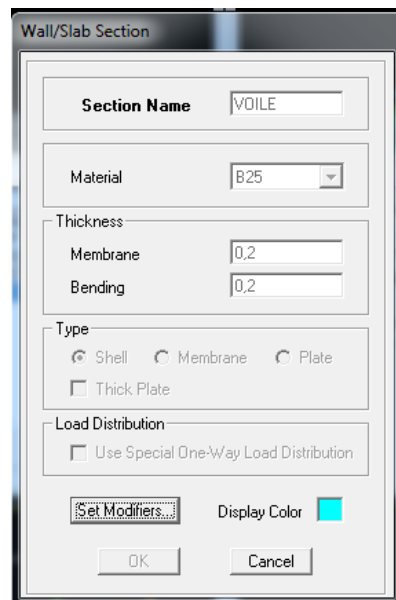


Figure IV.10 : Introduction des dimensions des voiles.

Nous procéderont de la même manière pour tous les voiles.

f) **Définition des plancher et des dalles pleine :**

Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur

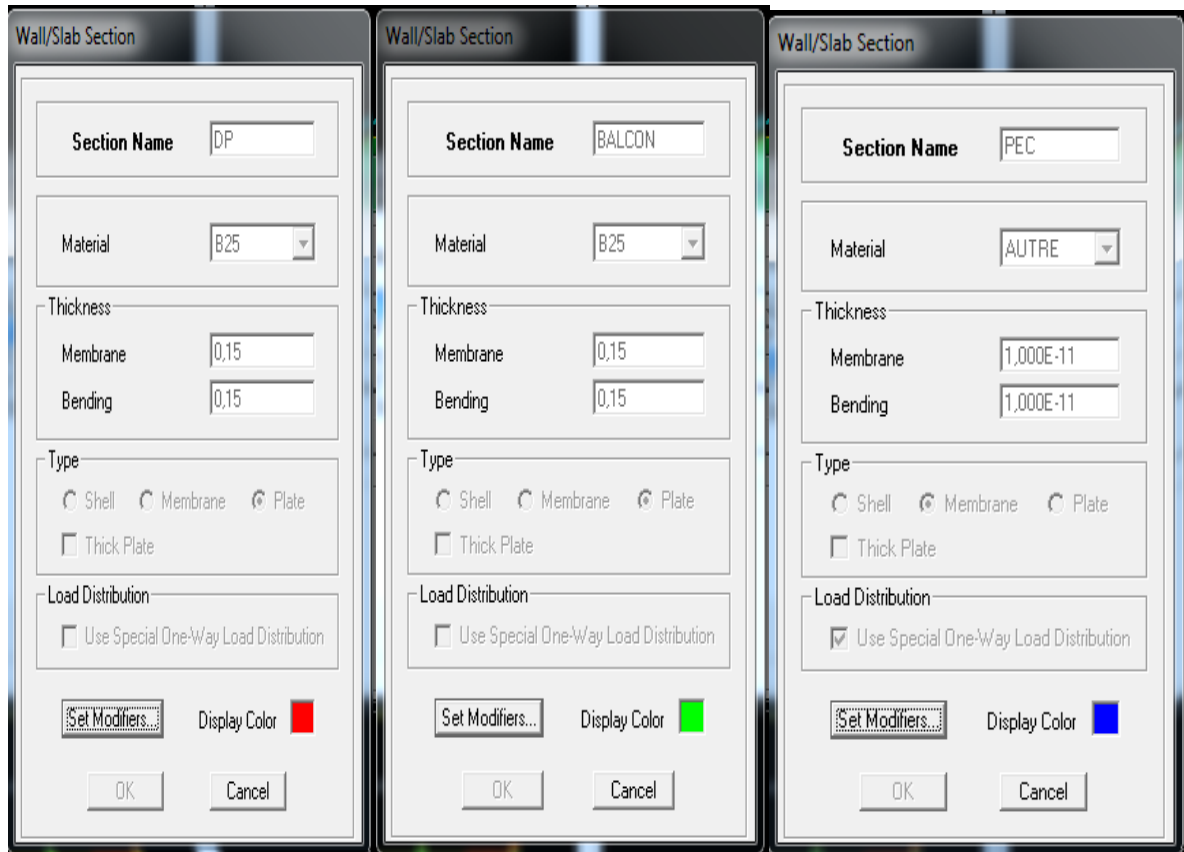



Figure IV.11 : Définition des plancher et des dalles pleine

g) Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- **Pour les poteaux :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw Line objects** ⇒ **Create Columns in Region or at Clicks** au en utilisant le raccourci suivant  .

Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) ⇒ **None** on choisit le nom de la section (pot **40*40** par exemple) on valide.

Property	P40
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

Figure IV.12 : Affectation des poteaux.

- **Pour la poutre :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Lines in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.

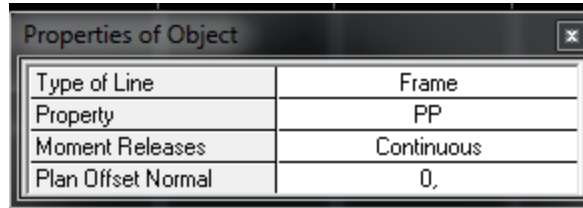



Figure IV.13 : Affectation des poutres.

- **Pour les voiles :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Draw Lines* au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.

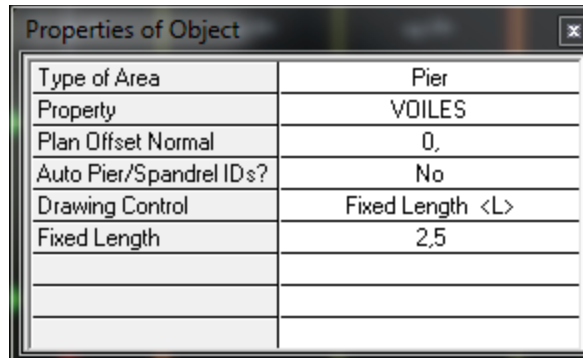



Figure IV.14 : Affectation des voiles.

- **Pour les plancher et les dalles pleine:**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Area objects* ⇒ *Create Areas at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant .

Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.

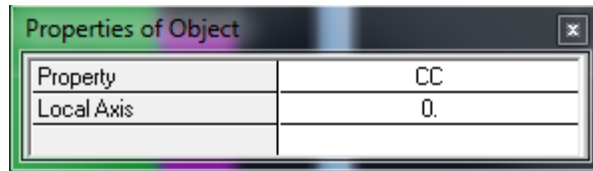



Figure IV.15: Affectation de corps creux

h) Définition des charges et surcharges (G et Q)

- charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant  .

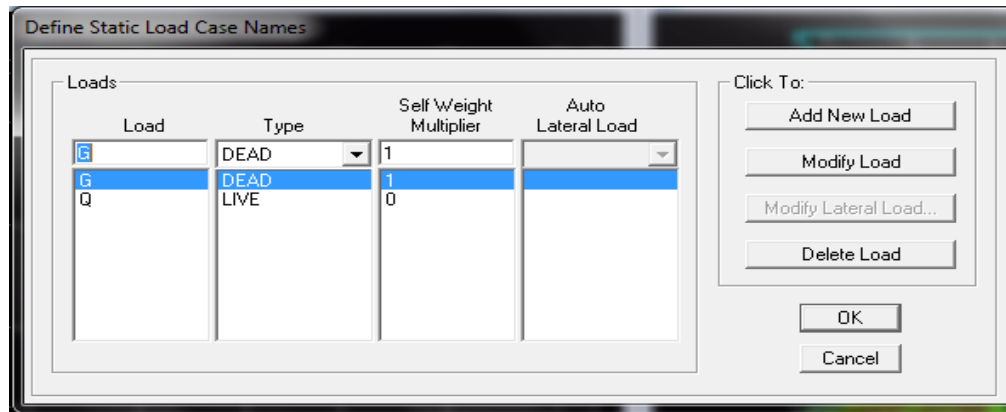



Figure IV.16: Définition des charges statique.

Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigh multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.

Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **difine** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant  . Une fenêtre sera apparaître :

On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.

On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.

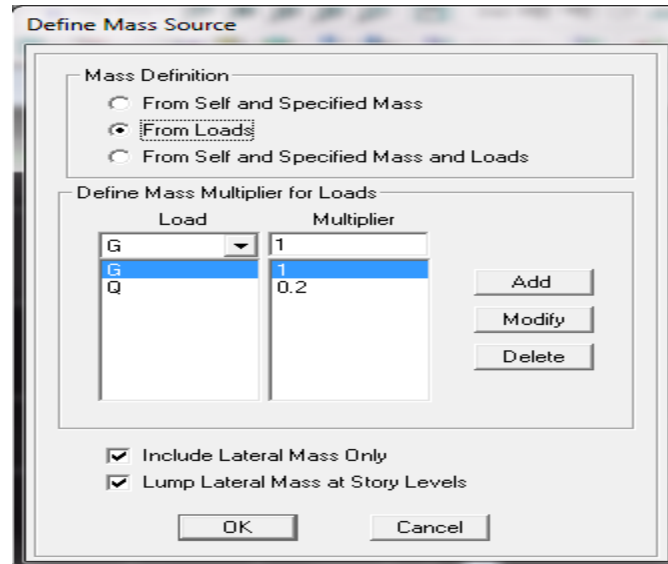



Figure IV.17: Définition de Masse-Source.

- **Chargement :**

Charger les éléments barres (Poutres)

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- ✓ Le nom de la charge
- ✓ son type (force ou moment)
- ✓ sa direction
- ✓ La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).

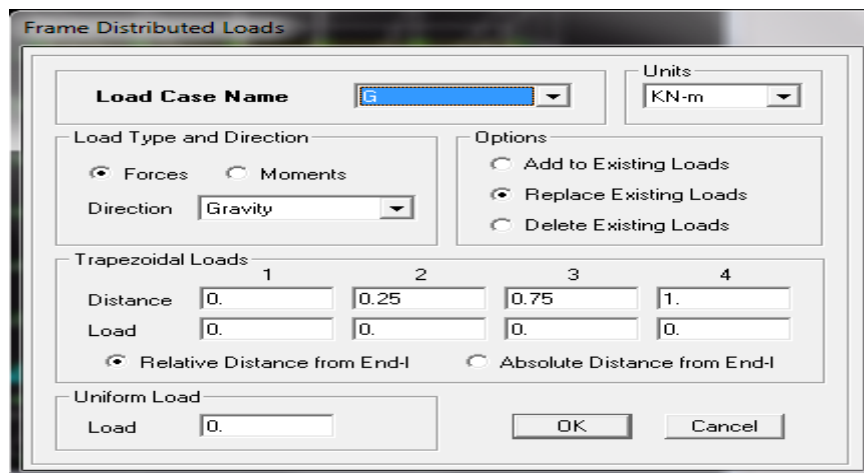




Figure IV.18: Chargement des éléments barres.

Pour charger un voile on clique sur 

Pour charger les plancher et les dalles pleine 

- **Charge dynamique (EX et EY) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Données à introduire dans le logiciel

- ◆ Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
- ◆ Coefficient comportement de la structure (R) : **on prend R = 3,5**
- ◆ Facteur de qualité (Q) : **Q = 1+Σpq = 1.10**
- ◆ Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles).
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

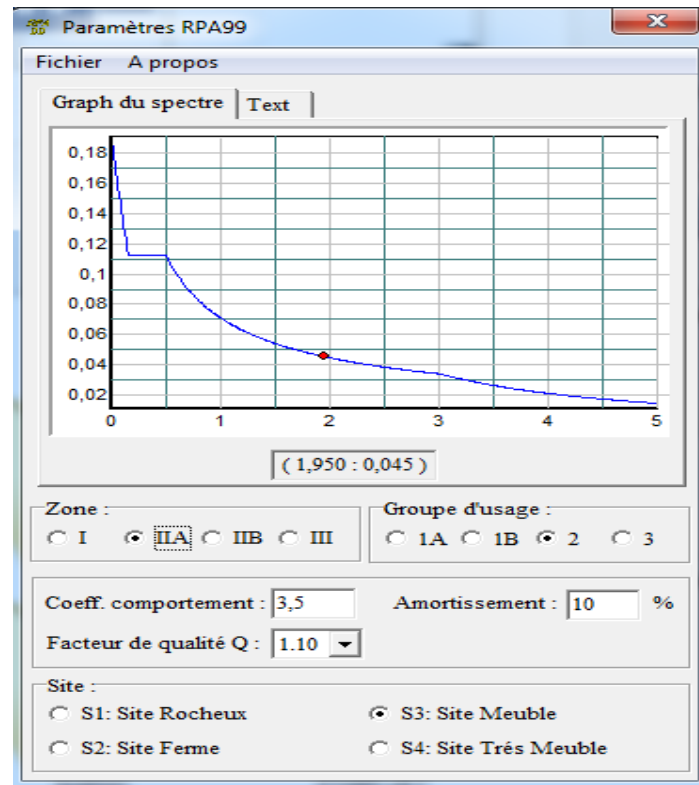
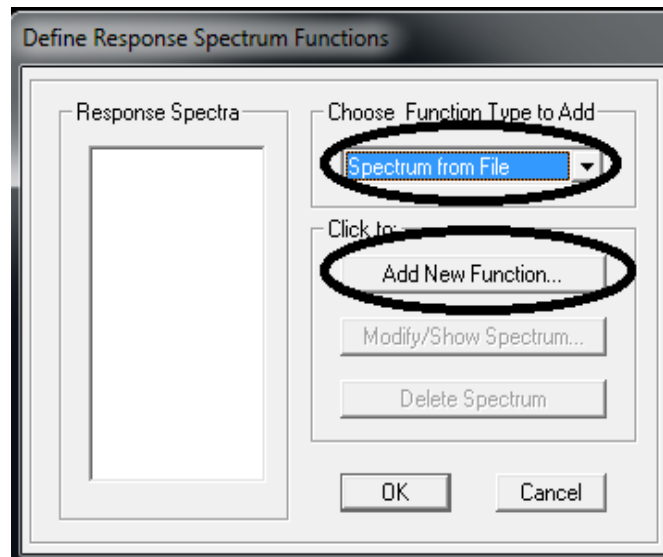


Figure IV.19: Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

Calculer Après **fichier** ⇒ **Enregistré** on va choisir ⇒ l'emplacement du dossier et le **Nom** ⇒ **Enregistré**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**



⇒ spectrum from file ⇒ Add New Function

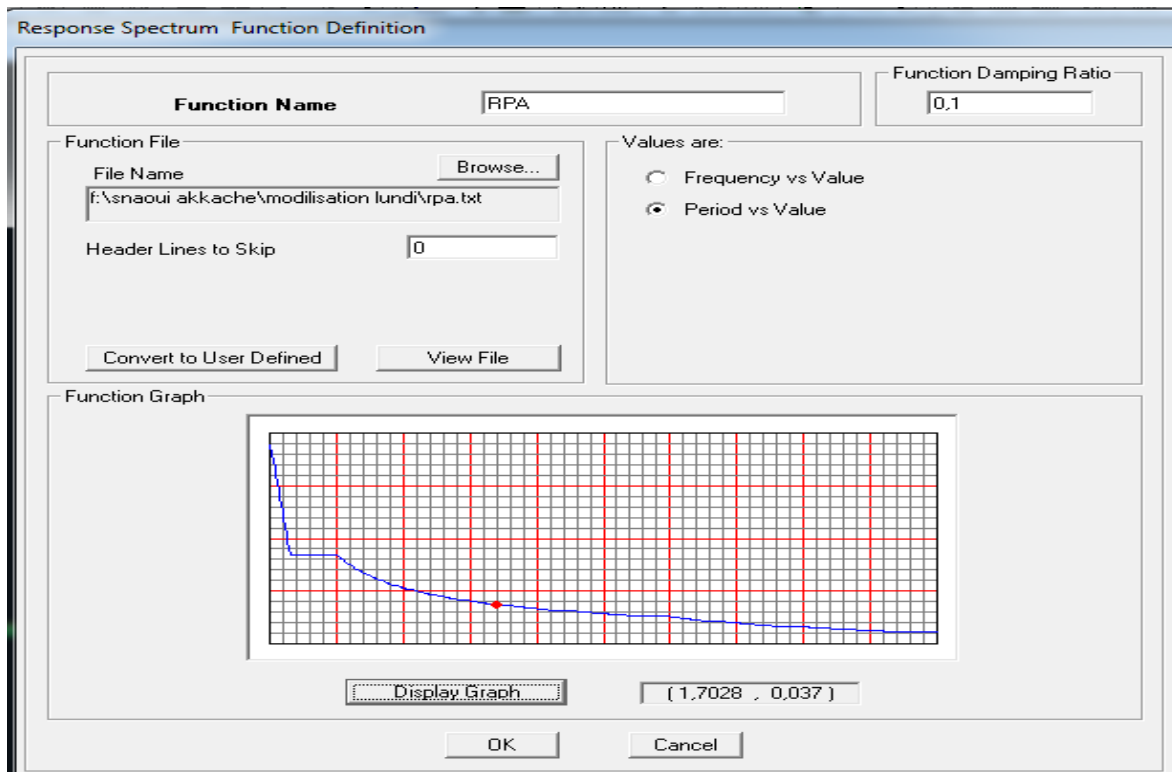


Figure IV.20: Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph Covert to used defined** ⇒ ok

- **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux

directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.

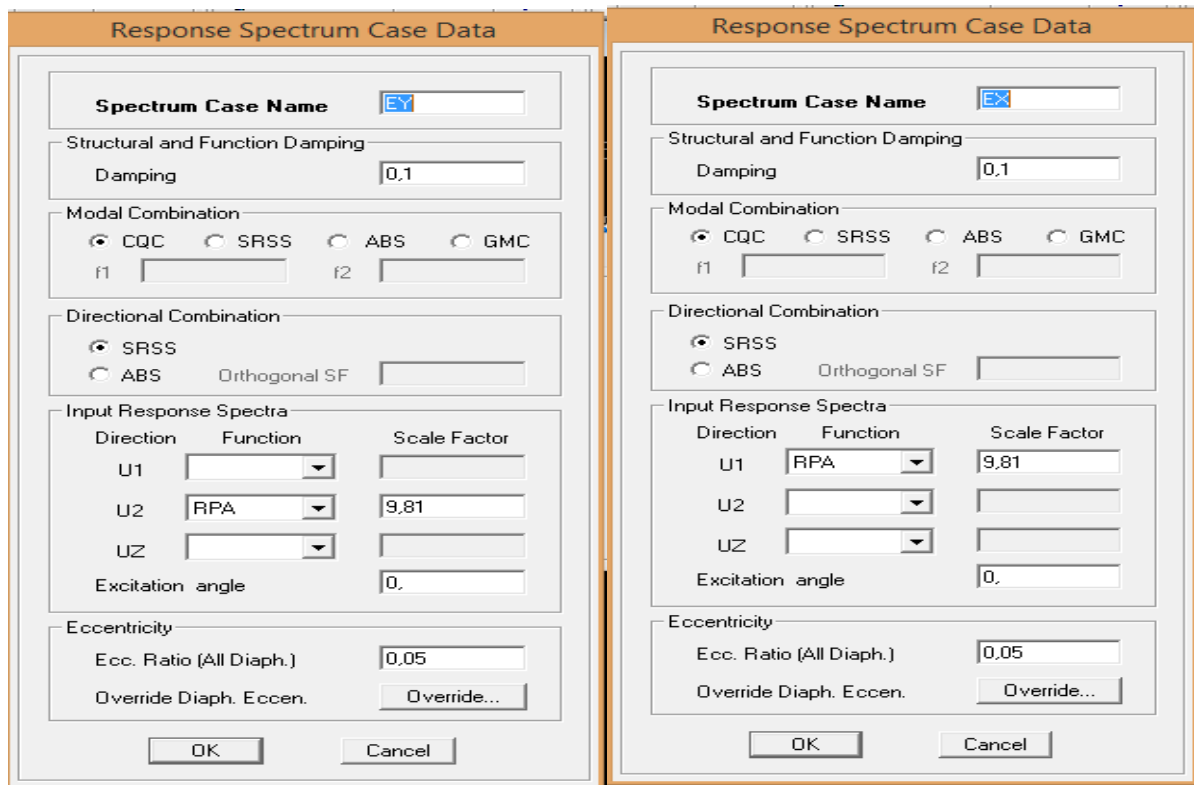


Figure IV.21: Désignation des charges sismiques pour les deux directions principale

i) Introduction des combinaisons d’actions :

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$$G + Q \pm Ex$$

$$G + Q \pm Ey$$

$$0.8G \pm Ex$$

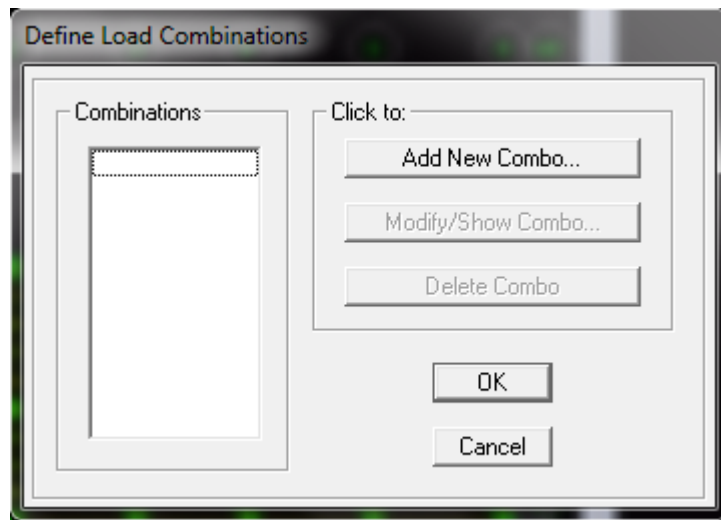
$$0.8G \pm Ey$$

➤ **Combinaisons de poids :**

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** ⇒ **load**

Combinations au en utilisant le raccourci suivant



⇒ **Add New Combo** ⇒ **Choisir le nom** ⇒ **définir le coefficient.**

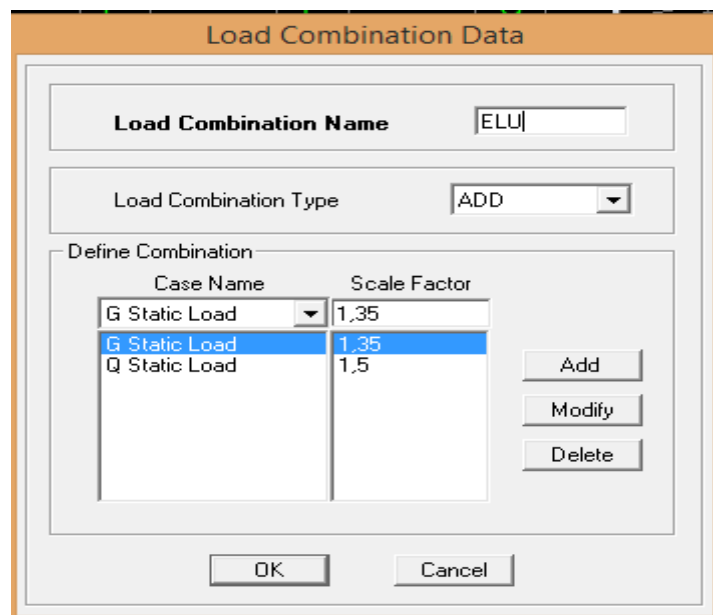
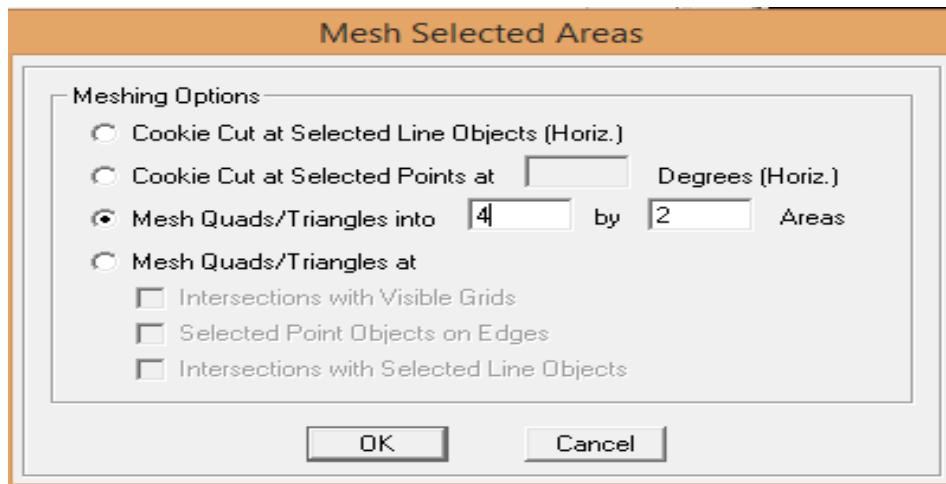


Figure IV.22:Introductions des combinaisons d'actions

OK ⇒ OK

j) Le maillage :

Après la sélections de éléments (voiles, dalles pleine) ont choisi **Edit** ⇒ **Mesh Areas**



k) Diaphragmes

Après la sélection de tout l'étage en utilisant le raccourci suivant :

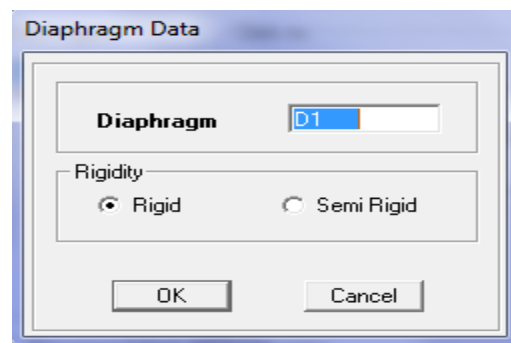
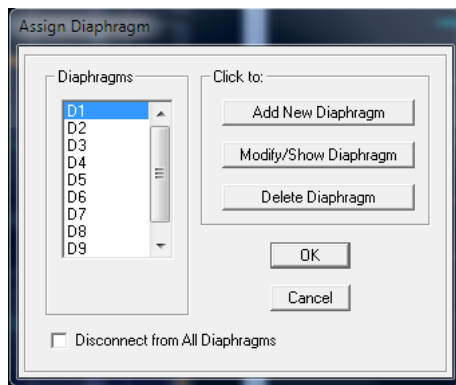


Figure IV.23:Introduction des diaphragmes

OK ⇒ OK

Appuis :

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints au en utiliasnt le raccourci suivant :



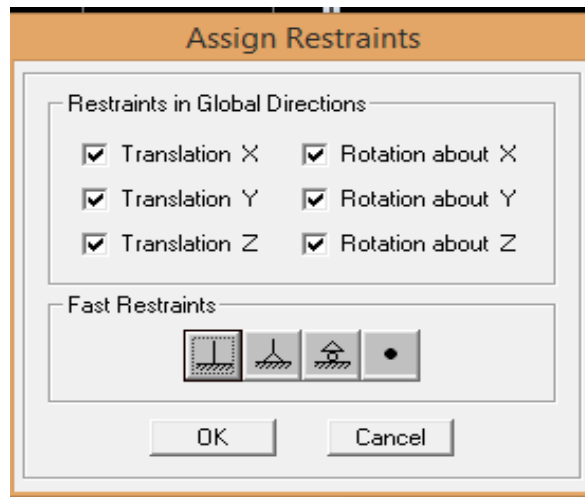


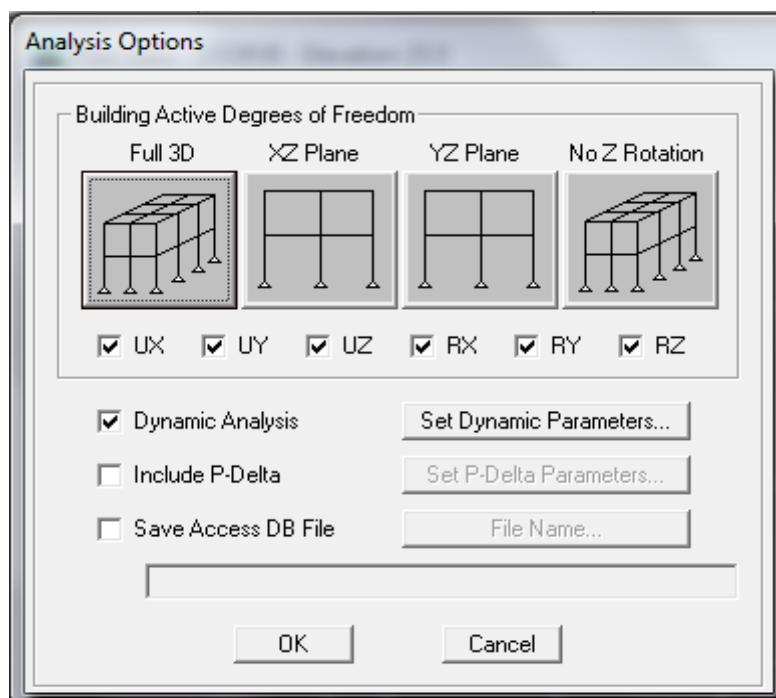
Figure IV.24:Encastrement de la base de la structure

Les poteaux et les voiles sont supposés être **parfaitement encastrés** dans les fondations.

I) Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options



Cocher **Dynamic Analysis** et cliquer sur **Set Dynamic parameters**

The image shows a software dialog box titled "Dynamic Analysis Parameters". It contains several sections for configuring an analysis:

- Number of Modes:** A text input field containing the value "30".
- Type of Analysis:** Two radio buttons: "Eigenvectors" (which is selected) and "Ritz Vectors".
- EigenValue Parameters:** A section containing three text input fields: "Frequency Shift (Center)" with "0.", "Cutoff Frequency (Radius)" with "0.", and "Relative Tolerance" with "1.000E-07". Below these is an unchecked checkbox labeled "Include Residual-Mass Modes".
- Starting Ritz Vectors:** A section with two empty list boxes: "List of Loads" and "Ritz Load Vectors". Between them are two buttons: "Add ->" and "<- Remove".
- Buttons:** "OK" and "Cancel" buttons are located at the bottom of the dialog.

Figure IV.25:Analyse de la structure.

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'Analyse \Rightarrow **Rung** (F5),

V.1. Vérification de la période empirique T

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (ART 4.24RPA99/version 2003)

$$T_{\text{empirique}} = \min (C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}})$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n dans notre cas h_n = 24,30 m.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas C_T=0.05.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (24,30)^{3/4} = 0,547 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée dans le tableau suivant :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,650193	65,8657	0,0001	65,8657	0,0001	0,1663
2	0,441727	0,0000	65,1990	65,8657	65,1991	0,0056
3	0,360878	0,2299	0,0045	66,0956	65,2036	63,1535
4	0,159279	14,9390	0,0000	81,0346	65,2036	0,0878
5	0,097443	0,0000	19,4782	81,0346	84,6818	0,0001
6	0,077430	0,3926	0,0003	81,4272	84,6820	17,9881
7	0,073525	3,7972	0,0000	85,2244	84,6820	0,9713
8	0,045901	1,8670	0,0000	87,0915	84,6820	0,0021
9	0,042905	0,0000	6,3667	87,0915	91,0487	0,0000
10	0,034386	0,0089	0,0000	87,1003	91,0487	5,8585
11	0,032495	1,2405	0,0000	88,3408	91,0487	0,0163
12	0,026701	0,0000	3,8299	88,3408	94,8786	0,0000
13	0,024880	1,3414	0,0000	89,6823	94,8786	0,0031
14	0,021761	0,0024	0,0000	89,6847	94,8787	3,2399
15	0,020583	2,1311	0,0000	91,8158	94,8787	0,0069
16	0,020020	0,0000	3,4678	91,8158	98,3464	0,0000
17	0,018569	8,1838	0,0000	99,9996	98,3465	0,0001
18	0,016645	0,0000	1,4199	99,9996	99,7664	0,0006

$T = 0.547s$: La période calculée.

$T_{maj} = 0,711$: La période majorée.

$T_{etabs} = 0.650 s$: La période d'ETABS.

$$T = 0,547 < T_{etabs} = 0,650 s < T_{majorée} = 0.711 s$$

V.2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% de la masse totale de la structure. (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

- ❖ Les 1^{ers} et 2^{èmes} modes sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 15 premiers modes que la masse atteigne les 90% (**Art 4.3.4 selon RPA.99**).
 - ✓ · Sens xx : 91,81 % une translation suivant x.
 - ✓ · Sens yy : 94,87 % une translation suivant y.

Donc la condition du RPA est vérifiée.

V.3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

1) Sous les efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes suivantes :

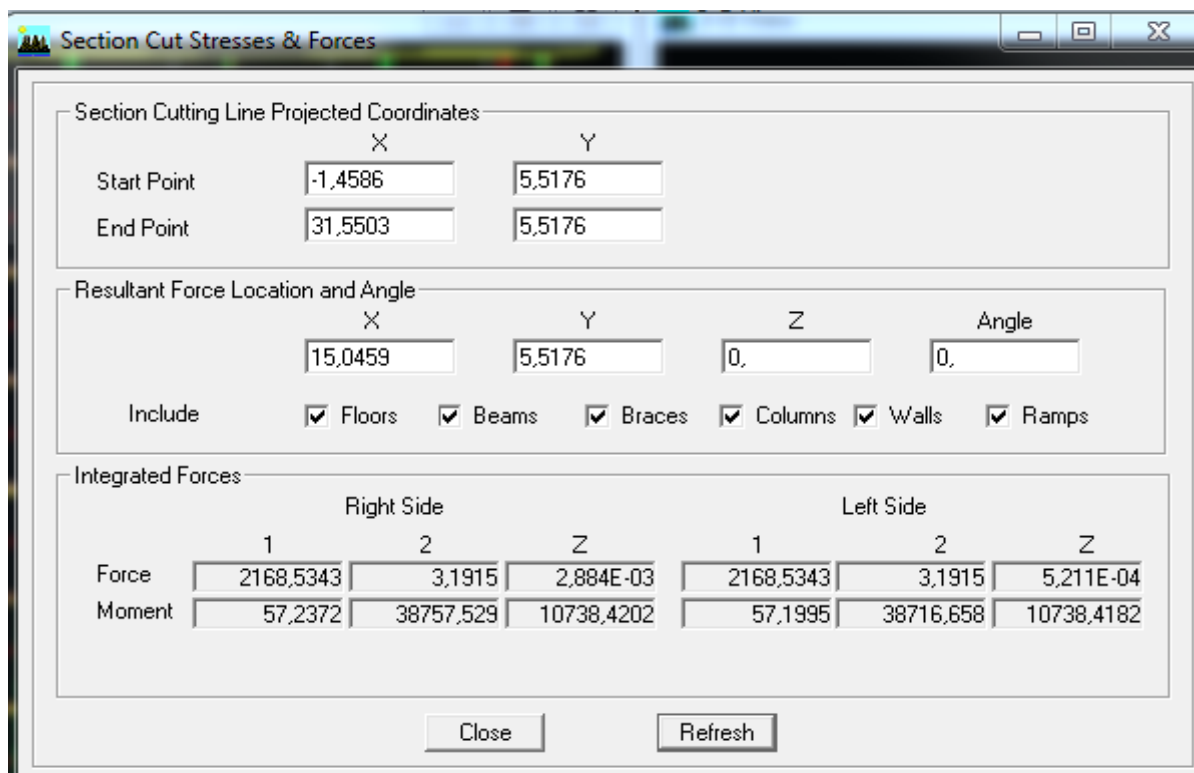
On choisi d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape → Load :Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

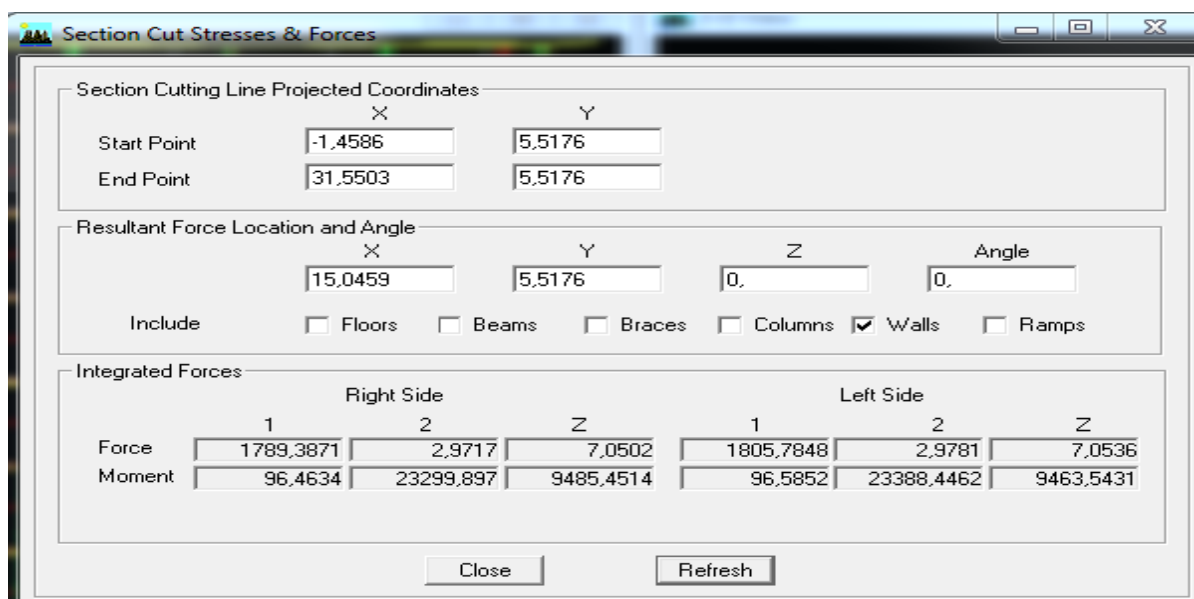
Draw → draw Section cut

Comme indiqué sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **Force1** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux.

Puis on décoche les cases **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant :



Le même travail pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison EX par EY et relever les valeurs sur la case **Force2**.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y	
Start Point	-1,4617	5,6122	
End Point	22,0002	5,5658	

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,2692	5,589	0,	359,8868

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	6,5369	2427,2296	4,661E-03	6,5369	2427,2296	3,211E-03
Moment	42102,317	123,9403	14955,794	42083,07	123,7656	14955,7726

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y	
Start Point	-1,4617	5,6122	
End Point	22,0002	5,5658	

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,2692	5,589	0,	359,8868

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	8,4647	2314,2299	282,249	7,9398	2316,4521	282,2506
Moment	23282,6785	1791,1242	14280,874	23293,7705	1794,151	14290,3346

Close Refresh

◆Récapitulatif des résultats :

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	2168,53	1805,78	83,27	16,73
Ey	2427,22	2316,45	95,44	4,56

2) Sous les efforts verticaux :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS avec les étapes suivantes :

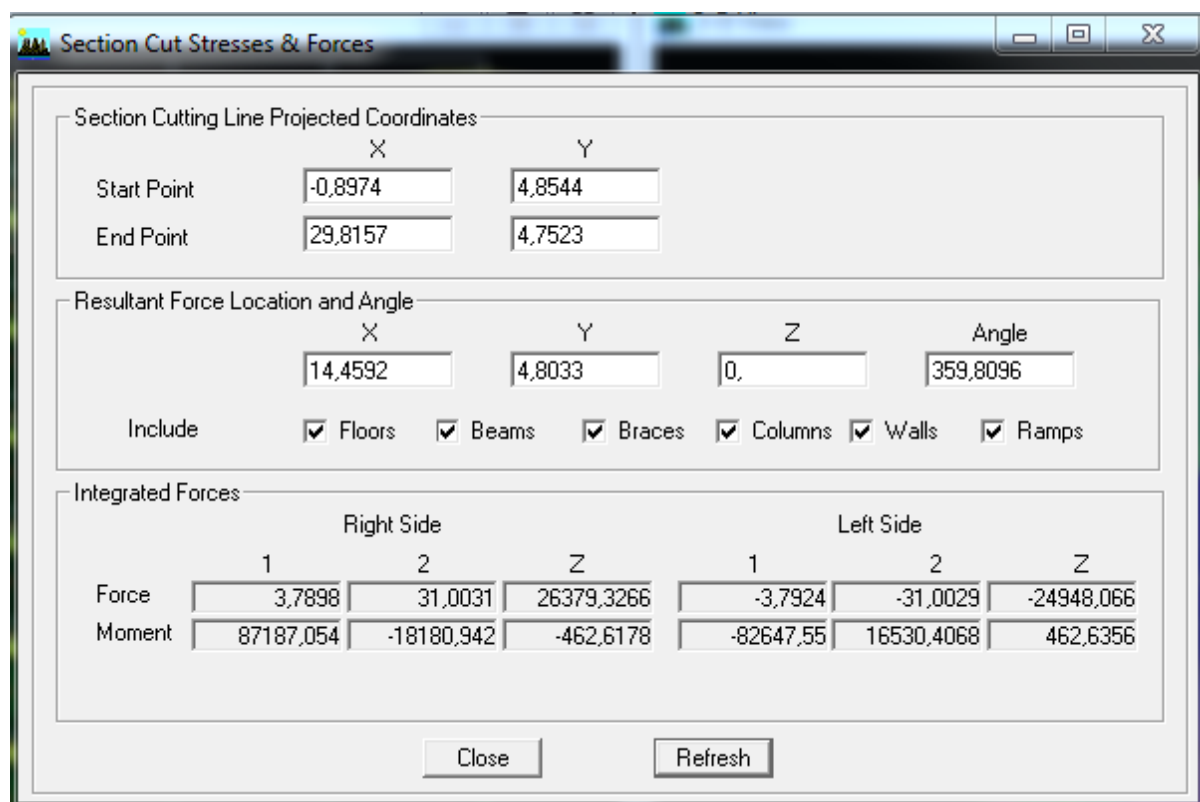
On choisi d’abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape →Load :ELU

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

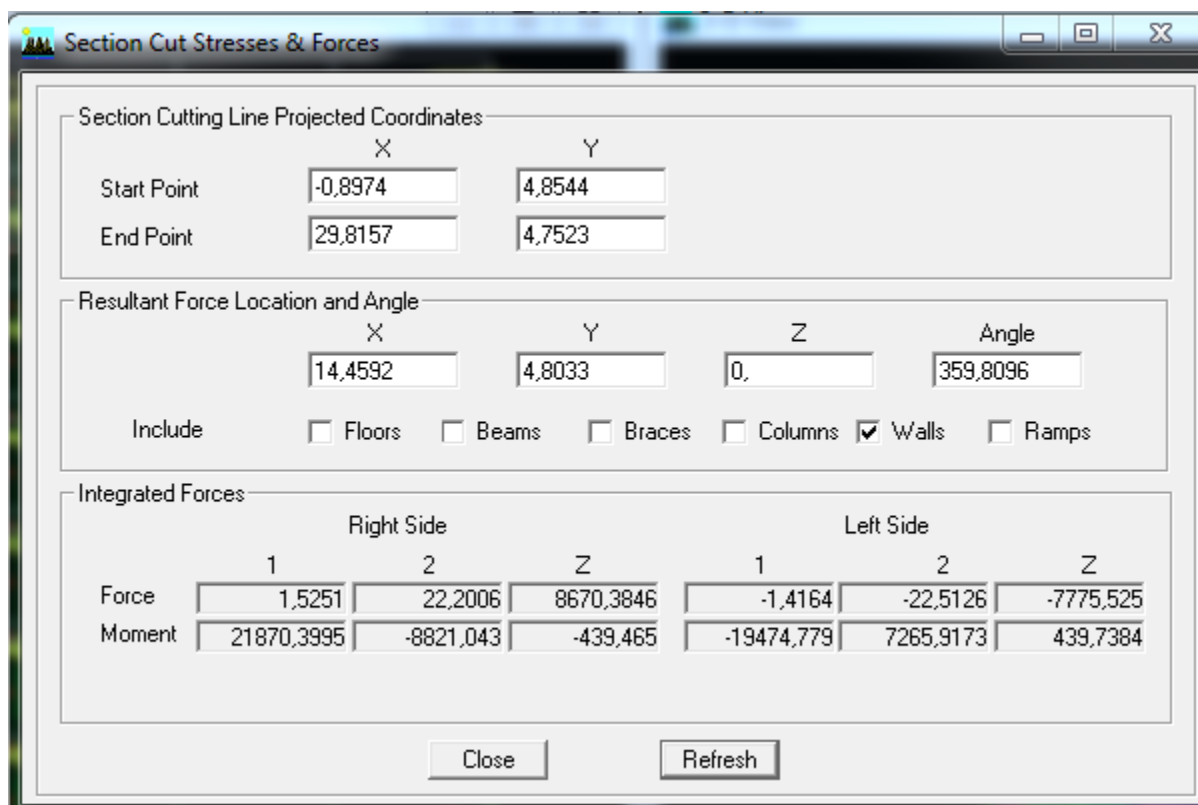
Draw →draw Section cut

Comme indiqué sur l’image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **ForceZ** c’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux.

Puis on décoche les cases **columns floors beams braces ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivant :



Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	24948,06	7775,52	31,17	68,83

D’après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux, on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

✓ Donc suivant l’article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R = 3,5$ d’après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

A) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente (Art.4.1 RPA 99/V2003):

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 d'après le tableau (Tab 4.1) $\implies A = 0,15$

Zone sismique : **IIa**

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

La valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du

Système de contreventement. Pour le cas de notre bâtiment, on a $R=3,5$: portique contreventé par des voiles.

- **Calcul du poids total de la structure W_t :**

- W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 Version 2003.) $M_i = M_{Gi} + \beta \times M_{Qi}$

Avec :

M_i : La masse totale du niveau i .

M_{Gi} : La masse due aux charges permanentes.

M_{Qi} : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003

$$\rightarrow \beta = 0.2$$

Poids total de la structure, donné par ETABS est : $W = 34974,14$ KN.

- **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 version 2003)

La nature du sol : Site 3 $T_2 = 0,5$ [s] (Site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.76$

ξ (%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, Donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

Remarque :

Notre structure est composée de portiques et de voiles, donc le coefficient d'amortissement prend une valeur intermédiaire (entre voiles et portiques).

$$\xi = 10\% \rightarrow \eta = 0,76$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec]} \text{ Alors } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 0,76 (0,5/0,618)^{2/3} = 1,64$$

- **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

Tableau V.1 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Critère q	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = 1 + 0,10 = 1,10$$

$$Q_y = 1 + 0,10 = 1,10$$

On aura ainsi la force sismique à la base :

Sens longitudinal x-x:

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = 0,15 \times 1,64 \times 1,2 \times 34974,14/3,5 = 2704,00 \text{ KN.}$$

Sens transversal y-y:

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = 0,15 \times 1,64 \times 1,1 \times 34974,14/3,5 = 2704,00 \text{ KN.}$$

V.5. Vérification de l'effort sismique dynamique V_d : (ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

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 sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$.

Si $V_{etabs} \leq 0,8 V_{st}$.Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Tableau V.2 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$
Suivant X	2704,00	2163,20	2340,14	CV
Suivant Y	2704,00	2163,20	2547,17	CV

V.6. Caractéristiques géométriques de la Structure :

XCM : Le centre de masse.

YCR : Le centre de torsion.

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus Grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être Prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Tableau V.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05L _{Max}
Sous-sol	D1	13,985	13,979	0,006	8,42	8,498	-0,078	1,4
RDC	D2	14	13,935	0,065	8,404	7,928	0,476	1,4
ET1	D3	14	13,933	0,067	8,4	7,297	1,103	1,4
ET2	D4	14	13,939	0,061	8,397	7,152	1,245	1,4
ET3	D5	14	13,947	0,053	8,397	7,128	1,269	1,4
ET4	D6	14	13,953	0,047	8,394	7,142	1,252	1,4
ET5	D7	14	13,959	0,041	8,392	7,156	1,236	1,4
TERRASE	D8	14	13,964	0,036	8,498	7,157	1,341	1,4

V.7.Vérification des déplacements:

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau «k» de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

-Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau «k+1» est égal à :

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau V.4 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.

Story	Diaphragm	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
TERRASE	D18	0,014	0,0019	0,0072	0,0011	288	2,88	Condition vérifiée
ET5	D7	0,0121	0,0021	0,0061	0,0012	288	2,88	Condition vérifiée
ET4	D6	0,01	0,0022	0,0049	0,0011	288	2,88	Condition vérifiée
ET3	D5	0,0078	0,0021	0,0038	0,0011	288	2,88	Condition vérifiée
ET2	D4	0,0057	0,0021	0,0027	0,001	288	2,88	Condition vérifiée
ET1	D3	0,0036	0,0018	0,0017	0,0008	288	2,88	Condition vérifiée
RDC	D2	0,0018	0,0017	0,0009	0,0008	396	3,96	Condition vérifiée
Sous-sol	D1	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	306	3,06	Condition vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «**k**»

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «**k**»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «**k**» par rapport au niveau «**k-1**»

h_k: hauteur d'étage «**k**».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Récapitulatif de l'effet P-Δ.

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y		
NIVEAU	P _k (KN)	h _k	Δ _k	V _k	Θ _x	Δ _k	V _k	Θ _y
TERRASE	4305,88	288	0,0019	584,51	0,00005	0,0011	448,03	0,00004
ET5	8327,48	288	0,0021	963,52	0,00006	0,0012	773,81	0,00004
ET4	12457,07	288	0,0022	1248,61	0,00008	0,0011	1036,14	0,00005
ET3	16586,66	288	0,0021	1480,56	0,00008	0,0011	1251,33	0,00005
ET2	20716,26	288	0,0021	1675,32	0,00009	0,001	1418,3	0,00005
ET1	24968,25	288	0,0018	1838,84	0,00008	0,0008	1543,06	0,00004
RDC	29642,52	396	0,0017	1981,12	0,00006	0,0008	1633,58	0,00004
Sous-sol	34974,14	306	0,0001	2073,32	0,00001	0,0001	1756,87	0,00001

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.9. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

Avec :

N_d : Effort normal maximal ;

B_c : Section du poteau ;

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.6 : L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	N_d (kN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
45 X 45	1455,17	2025	2,5	0,287	$v < 0.3$ condition vérifiée
40 X 40	853,29	1600	2,5	0,213	$v < 0.3$ condition vérifiée
35 X 35	335,63	1225	2,5	0,110	$v < 0.3$ condition vérifiée

V.10. Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferraillage.

VI.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- Selon BAEL 91 modifiée 99 :

1.35 G + 1.5 Q.....ELU

G + Q.....ELS

- Selon le RPA 99/ modifiée 2003 :

G + Q ± E.....RPA 99/2003

0.8 G ± E.....RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Tableau VI.1.1.Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

Situation	Béton			Acier		
	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_s	Fe [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

VI.1.1.Recommandations et exigences du RPA

➤ **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Tableau VI.1.2. Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

Sections des poteaux cm ²	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
45X45	16,2	81	121,5
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5

✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.

✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone IIa

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.1.2.Calcul des Armatures :

A. Armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

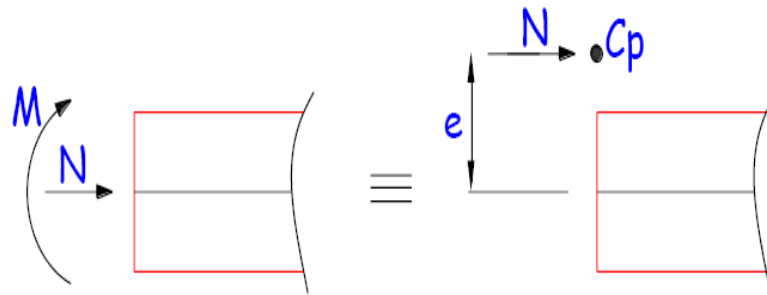


Figure VI.1.1. Section en flexion composée.

• **Sollicitations dans les poteaux :**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si :

1er cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2ème cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u \text{ effort de compression } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u \text{ effort de traction}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1er cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les relations suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{eme} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les relations suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{eme} cas :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

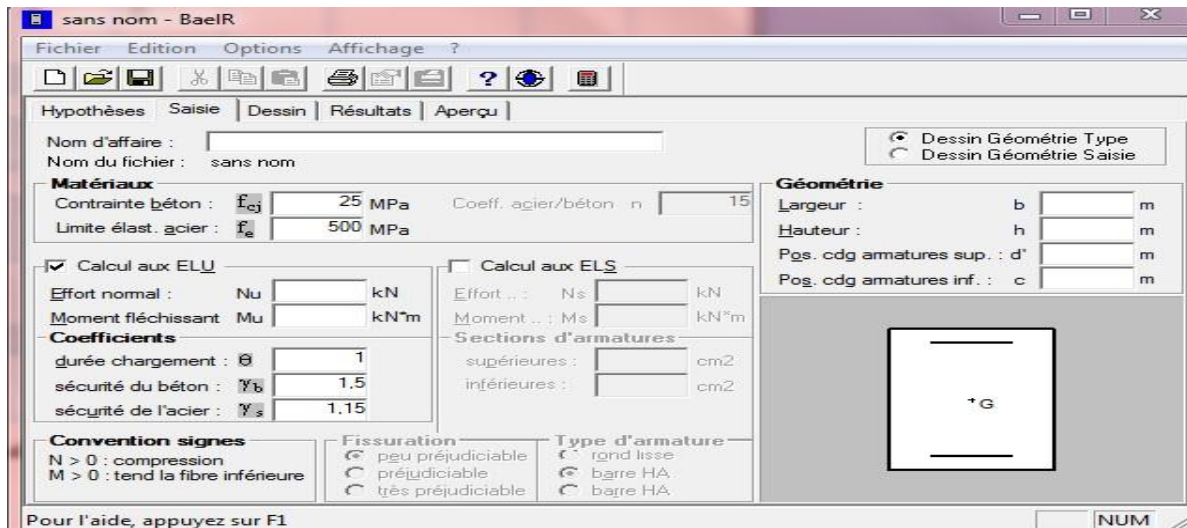


Figure VI.1.2. Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1.3. Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	A _{arm} cm ²	Ferrailag	A _{adm} cm ²
		N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}							
1 ^{er} ⇔ 7 ^{OS} – S	54 x 54	N _{max}	1455,17	M _{corr}	0,53	ELU	SEC	0	0	16,2	4HA20+4HA16	20,6
		N _{min}	617,92	M _{corr}	2,848	0.8G+EX	SEC	0	0			
		N _{corr}	766,14	M _{max}	46,379	ELU	SEC	0	0			
2 ^{ème} ⇔ 4 ^{ème}	40 x 40	N _{max}	853,29	M _{corr}	3,307	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		N _{min}	626,24	M _{corr}	11,941	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		N _{corr}	303,06	M _{max}	41,737	ELU	SEC	0	0			
5 ^{ème} ⇔ 9 ^{ème}	35 x 35	N _{max}	335,63	M _{corr}	4,281	ELU	SEC	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,67
		N _{min}	19,24	M _{corr}	1,731	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		N _{corr}	64,82	M _{max}	39,559	ELU	SPC	2,73	0			

VI.1.3. Vérifications à l'ELU :

a. Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 8 \text{ mm}$. Soit $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min} ; 40 \text{ cm} ; (a + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; (35 + 10) \text{ cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone nodale (pour zone IIa) :

$$S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \times 1,2\} = 12 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \quad \rightarrow \quad \text{Interpoler entre les deux valeurs présidentes.}$$

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau : $L_f = 0.707 L_0$

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (Sous-sol) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 \Rightarrow \text{après interpolation } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (RDC) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,96}{0,45} = 6,22 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (1^{er} étage) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,88}{0,45} = 4,52 \Rightarrow \text{après interpolation } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée

✓ Poteaux (40 x 40) cm² (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,88}{0,40} = 5,09 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

✓ Poteaux (35 x 35) cm² (5^{ème}, 6^{ème} étage) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,88}{0,35} = 5,82 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45 x 45) cm², alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$ (zone courante)

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (Sous-sol) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 \Rightarrow \text{après interpolation } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 12 \times 45 = 1,89cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (RDC) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,96}{0,45} = 6,22 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

✓ Poteaux (45 x 45) cm² (1^{er} étage) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,88}{0,45} = 4,52 \Rightarrow \text{après interpolation } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

Zone courante : $A_t^{min} = 0,0035 \times 12 \times 45 = 1,89cm^2 < 2,01cm^2$ condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45 × 45) seront composées de 2 cardes Ø8, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 12cm.

Les armatures transversales des poteaux (40 × 40), (35 × 35) seront composées de 2 cardes Ø8, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$, un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 15cm.

• **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

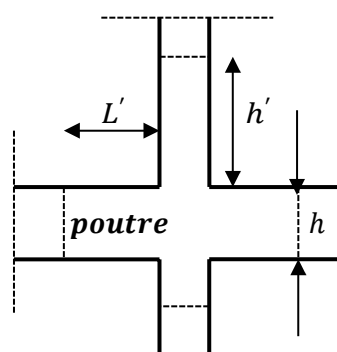


Figure VI.1.3. Zone nodale

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

Tableau VII.1.4 : Détermination de la zone nodale.

niveau	poteaux	h_e	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$	l' [cm]
Sous-sol	(45×45)	3.06	$h' = \max\{45, 45, 60\text{cm}\}$	60
RDC	(45×45)	3.96	$h' = \max\{60, 45, 60\text{cm}\}$	60
1 ^{er}	(45×45)	2.88	$h' = \max\{42, 40, 60\text{cm}\}$	60
2 ^{eme} au 4 ^{eme}	(40×40)	2.88	$h' = \max\{42, 40, 60\text{cm}\}$	60
5 ^{eme} au 6 ^{eme}	(35×35)	2.88	$h' = \max\{42, 35, 60\text{cm}\}$	60

b. Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.

Encreage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Pour les $\phi 16$: $L_r = 40 \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.} \Rightarrow L_r = 70\text{cm}$

Pour les $\phi 14$: $L_r = 40 \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.} \Rightarrow L_r = 60\text{cm}$

Pour les $\phi 12$: $L_r = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.} \Rightarrow L_r = 60\text{cm}$

Pour les $\phi 20$: $L_r = 40 \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.} \Rightarrow L_r = 60\text{cm}$

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les $\phi 16$: $L_s = 56,4 \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 14$: $L_s = 49, \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 12$: $L_s = 42, \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 20$: $L_s = 70,55 \text{ cm.}$

Pour l'encreage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\phi 16$: $L_a = 22, \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 14$: $L_a = 19, \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 12$: $L_a = 16, \text{ cm.}$
- Pour les $\phi 20$: $L_a = 28,22 \text{ cm.}$

c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.1.5. Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteau (cm ²)	he (m)	b=h (cm)	λg	ρd	d (cm)	Tu (KN)	τb (MPa)	τbu (MPa)	Observation
45x45	3,06	45	4,80	0,04	42	0,56	0,0029	1	Condition vérifiée
45x45	3,96	45	6,22	0.075	42	0,56	0,0029	1.875	Condition vérifiée
45x45	2,88	45	4,52	0.04	42	0,56	0,0029	1	Condition vérifiée
40x40	2,88	40	5,09	0.075	37	2,53	0,017	1.875	Condition vérifiée
35x35	2,88	35	5,82	0.075	32	3,04	0,027	1.875	Condition vérifiée

VI.1.4. Vérification à l'ELS

1- Etat limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5, 2)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\sigma_{bsup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$.

Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Tableau VI.1.6. Vérifications des contraintes à l'ELS

Niveau	Poutre	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		Etat des contraintes	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observatio n
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}								
S-SOL ⇒ 1 ^{er}	45 x 45	N_{max}	1052,81	M_{corr}	0,381	SEC	4,55	4,47	15	62,1	67,2	348	Condition vérifiée
		N_{min}	734,76	M_{corr}	16,269	SEC	3,95	2,35	15	57,7	36,5	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	144,94	M_{max}	2,912	SEC	0,77	0,48	15	11,2	7,4	348	Condition vérifiée
2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	40x40	N_{max}	619,27	M_{corr}	2,385	SEC	3,6	3,23	15	53,6	48,8	348	Condition vérifiée
		N_{min}	72,38	M_{corr}	0,065	SEC	0,41	0,39	15	6,07	5,91	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	302,35	M_{max}	17,297	SEC	2,93	0,41	15	41,1	8,55	348	Condition vérifiée
5 ^{ème} ⇒ 6 ^{ème}	35x 35	N_{max}	244,04	M_{corr}	3,091	SEC	2,11	1,42	15	30,7	22	348	Condition vérifiée
		N_{min}	9,35	M_{corr}	0,089	SEC	0,08	0,06	15	1,14	0,88	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	82,86	M_{max}	19,341	SPC	3,45	0	15	41,6	-58,7	348	Condition vérifiée

VI.1.5. Conclusion

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Tableau VI.1.7. Ferrailage finale des poteaux.

niveaux	Section (cm ²)	A adoptée	
		A _{long} (cm ²)	A _{trans} (cm ²)
Sous-sol au 1 ^{er} étage	45 × 45	4HA20 + 4HA16 = 20,6	4HA8 = 2,01
2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	40 × 40	4HA16 + 4HA14 = 14,19	4HA8 = 2,01
5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	35 × 35	4HA14 + 4HA12 = 10,67	4HA8 = 2,01

VI.2. Ferraillage des poutres :

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI.2.1.Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

A. Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%** en zone courante.
 - 6%** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2.1.Recommandations du RPA

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (25x35)	4.375	35	52.50
Poutre secondaire (25x35)	4.375	35	52.50

- La longueur maximale de recouvrement est de 40 Ø en zone Iia
- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B. Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \text{ en zone de recouvrement.}$$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2.Calcul des armatures à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SAA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_{st} = 0$)

Section d'acier tendue :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

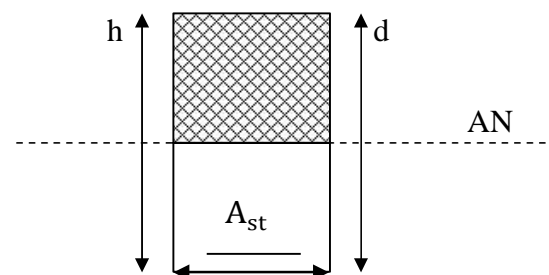


Figure VI.2.1. Section simplement armée.

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} ; \Delta M = M_u - M_1$$

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

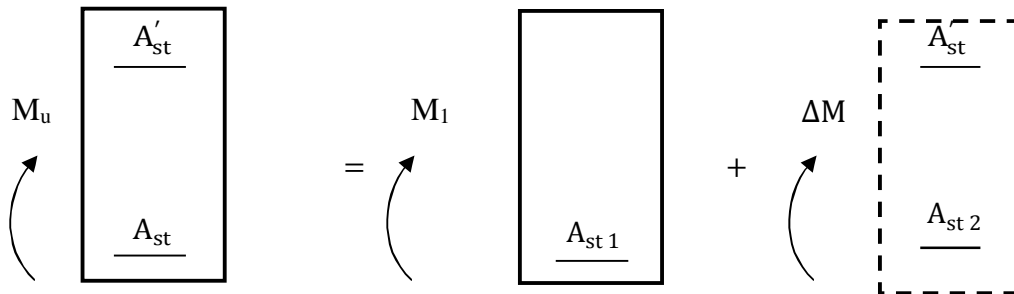


Figure VI.2.2. Section rectangulaire doublement armée.

- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

- ✓ Poutre principale (25×35) :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,356 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,102$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$$\mu = 0,102 \longrightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,356 \times 10^2}{0,946 \times 32 \times 348} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61,587 \times 10^2}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,169$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$$\mu = 0,102 \longrightarrow \beta = 0,907$$

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,356 \times 10^2}{0,946 \times 32 \times 348} = 6,09 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

✓ Poutre principale (25 × 35) :

Tableau VI.2.2. Ferraillage des poutres principales.

	M_{max} (KN.m)	μ_b	β	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	37,356	0,102	0,946	SSA	3,55	4,375	3HA14	4,61
Appui	61,587	0,168	0,907	SSA	6,09	4,375	3HA14+2HA12	6,87

✓ Poutre secondaires (25 × 35) :

Tableau VI.2.3. Ferraillage des poutres secondaires.

	M_{max} (KN.m)	obs	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferraillage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	37,55	SSA	3,56	4,375	3HA14	4,62
Appui	44,30	SSA	4,25	4,375	3HA14	4,62

VI.2.4. Vérification à l'ELU :

- **Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA99/2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Tableau VI.2.4. Ferraillage des armatures transversales.

	Calcul de l'espacement S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage cm ²)
Poutre principale et poutre secondaire (25×35)	Zone nodale $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$	Min (8,75 ; 14,4)	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{4}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 10$	1,5	

- **Condition de non fragilité : (BAEL99 Art A.4.2.1):**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa

Tableau VI.2.5. Vérification de la condition de non fragilité.

		A _{st}	A _{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	4,61	0,97	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,87	0,97	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4,62	0,97	Condition vérifiée
	Aux appuis	4,62	0,97	Condition vérifiée

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} = \text{effort tranchant max a L'ELU ;}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2.6. Vérification au cisaillement.

Poutres	Efforts tranchant		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	T _{max}	(KN)					
Poutres principales	T _{max}	91,88	25	32	1,15	3,33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	T _{max}	26,64	25	32	0,33	3,33	Condition vérifiée

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

✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9dbf_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.2.7. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	Observation
	T _{max}						
Poutres principales	T _{max}	91,88	25	32	25	480	Condition vérifiée
Poutres secondaires	T _{max}	26,64	25	32	25	480	Condition vérifiée

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'ou : $A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \longrightarrow$ les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 91,88 - \frac{61,587}{0,9 \times 0,32} = -121,96 < 0$

Poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,64 - \frac{44,30}{0,9 \times 0,32} = -127,18 < 0$

✓ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence BAEL (Art A.6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

Ψ_s : Coefficient de scellement.

U_i : Périmètre utile de la barre « i ».

✓ Poutres principales :

En travée :

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{91,88 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,88} = 2,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ **condition vérifier**

Aux appuis :

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,724 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{91,88 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,24} = 1,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ Poutres Secondaires :

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 17,44 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,64 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 174,4} = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

- **Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.23) :**

$$\text{Longueur de scellement} : L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

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

$$\text{Pour les HA12} : L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14} : L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$\text{Pour les HA12} : L_{cr} = 16,93 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14} : L_{cr} = 19,75 \text{ cm}$$

- **Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

$$L' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

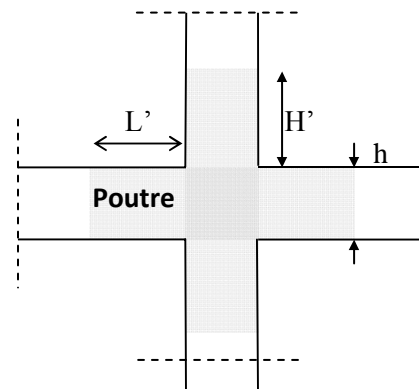


Figure VI.2.3. Délimitation de la zone nodale.

VI.2.5 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de résistance du béton en compression
- État limite de déformation.

a. État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul : $\rho = \frac{100 \times A_s}{d b}$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \times \beta_1 \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.8. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres principales.

	M_{smax} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	26,44	4,61	0,576	0,888	29,52	201,84	6,84	15	CV
Appui	36,94	6,87	0,859	0,869	23,07	193,36	8,38	15	CV

Tableau VI.2.9. Vérification des contraintes l'ELS pour les poutres secondaires.

	M_{smax} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	ρ	β	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	7,47	4,62	0,577	0,888	29,52	56,90	1,93	15	CV
Appui	13,62	4,62	0,577	0,888	29,52	103,75	3,51	15	CV

c. Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; 2) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$; 3) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$

Vérifications :

- Poutres principales :

$\frac{h}{L} = \frac{35}{430} = 0,081 > \frac{1}{16} = 0,062$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} = 0,08 > \frac{M_s}{10M_0} = \frac{36,94}{10 \times 61,587} = 0,059$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

- Poutres secondaires :

$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} = 0,097 > \frac{M_s}{10M_0} = \frac{13,62}{10 \times 44,30} = 0,0307$ Condition vérifiée.

$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée.

- ✓ Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

VI.2.6. Conclusion :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.10. Récapitulatif de ferrailage des poutres.

	Armatures transversales		Armatures longitudinales	
	Zone courante	Zone nodale	Travée	Appuis
Poutres principales	4HA8	4HA8	3HA14	3HA14 + 2HA12
Poutres secondaires	4HA8	4HA8	3HA14	3HA14

VI.3. Ferrailage des voiles :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Le voile est un élément structural de contreventement, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \text{ à } ELU \\ G + Q \text{ à } ELS \end{array} \right\} \text{BAEL91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

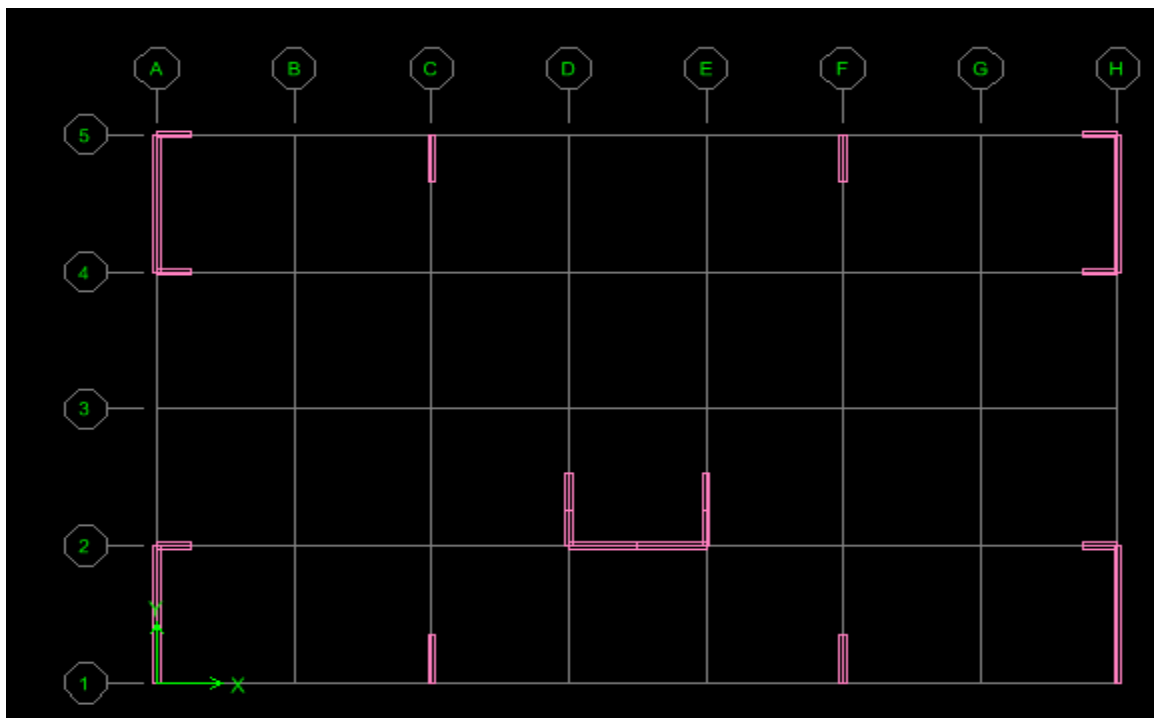


Figure VI.3.1. La disposition des voiles dans l'ETABS.

VI.3.1. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VI.3.2.Recommandation du RPA 99 version 2003 :**a) Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ✓ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002 B \quad (\text{RPA version 2003 Art 7.7.41})$$

$$A_{min} = \frac{B f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL 21 modifier 99 Art A4.2.1})$$

Avec : B : section du béton tendue

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

❖ Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art7.7.4.3/ RPA 99/2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0.15\% B \text{ globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0.10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.}$$

- ✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

e) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 20 cm)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de 1/(10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

f) Longueur de recouvrement : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

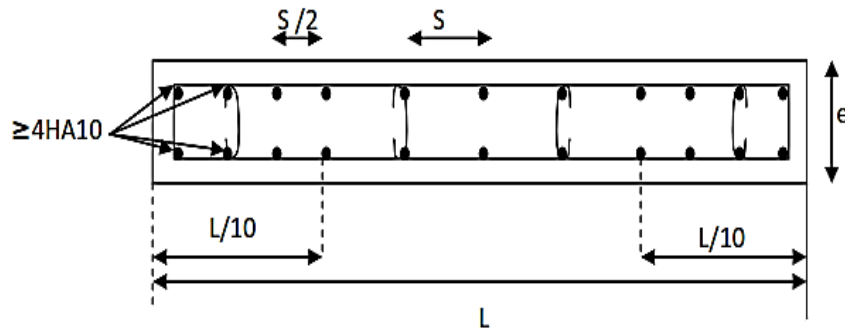


Figure VI.3.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.3.Exposé de la méthode de calcul :

➤ calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

➤ Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B : Section de béton

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

V, V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

➤ Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_U \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N_U \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si Nu est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si Nu est un effort de traction

VI.3.4.Ferraillage du voile :

✓ Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1,15 situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 N_s}$$

Avec : A_v : section des armatures tendue du voile.

✓ **Vérification a ELU :**

Section minimal d'armature :

$$A_{min} = \begin{cases} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} & \text{(Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0.002B & \text{(Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{cases}$$

✓ **Exigences du RPA 99 (version 2003)**

Zone tendue :

On doit vérifier :

$$A_{total\ tendu} \geq 0.2\% B \times l_t \quad \text{(Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)}$$

Avec : **B** : la section de voile
L_t : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\% B \quad \text{(Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)}$$

Zone courante :

On doit vérifier :

$$A_{total\ courante} \geq 0,10\% L_c \times b \quad \text{(Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)}$$

Avec

L_c = L - 2L/10 : La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

VI.3.5. Les vérifications :

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 / RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa\right) = 3.26 MPa$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible.

Exemple de calcul de voile:**1. Caractéristiques géométriques :**

Zone I: VT₁ Zone I

$$L = 4,30 \text{ m} \quad , \quad e = 0,20 \text{ m} \quad , \quad B = 0,86 \text{ m}^2 \quad , \quad I = 1,325 \text{ m}^4$$

$$V = \dot{V} = \frac{L}{2} = 2,15 \text{ m.}$$

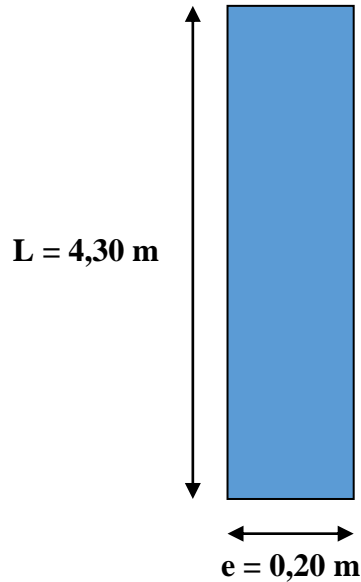


Figure VI.3.3. Coupe du voile transversale.

2. Sollicitation de calcul :

$$N_{\max} = -35,7 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 90,823 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{corr}} = 124,52 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-35,7}{0,86} + \frac{90,823 \times 2,15}{1,325} = 105,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-35,7}{0,86} - \frac{90,823 \times 2,15}{1,325} = -188,88 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{4,30 \times -188,88}{-188,88 - 105,86} = 2,76 \text{ m}$$

4. Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{2,76 \times 105,86 \times 0,20}{2} = 29,17 \text{ KN}$$

5. Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{29,17}{34,8} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{ji} = 1,1 \frac{1,4 \times V_u}{\sigma_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 124,52}{34,8} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{ji} = 0,84 + 5,51 = 6,35 \text{ cm}^2$$

A_v pour une nappe

$$A_{vn} = \frac{A_v}{2} = \frac{6,35}{2} = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{2,1 \times 430 \times 20}{400}; 0,002 \times 430 \times 20\right)$$

Pour une nappe

$$A_{min} \geq \max \frac{(45,15; 17,5)}{2} = 22,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{L_t}; \frac{A_{min}}{l}\right) = 5,25 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

Tableau VI.3.1. Ferraillage adopté pour le voile transversale V_{T1} .

	Ferraillage adoptée	Section total	Espacement
$A_{v \text{ adp}}$	7 HA 14	10,77	$S_t = 15 \text{ cm}$

6. Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** : $A_h \geq \frac{A_{adp}}{4} = \frac{10,77}{4} = 2,69 \text{ cm}^2$

→ $A_h = 2,69 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA12= 5.65 cm²/ml avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

7. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles

dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de HA8/m².

8. Vérification à l'ELS :

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{35,7}{0,86 + 15 \times 10,77} = 0,22\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au cisaillement :

➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 124,52}{4,30 \times 0.20 \times 0.9 \times 10^3} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{124,52}{4,30 \times 0,20 \times 0,9 \times 10^3} = 0,16 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI.3.2. Voiles de longueur L= 1.5m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-977,67	224,638	98,18	ELU	288,02	-2856,72	1,36	39,25	1,02	4,34	5,37	2,68	9,05	6,03	9,25	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,628	Condition vérifiée	0,448	Condition vérifiée	8,209	Condition vérifiée
	-121,63	0,73	78,09	08GEY MAX	-393,91	-325,16	0,00	0,00	0,00	3,46	3,46	1,73	9,05	6,03														
	-636,1	340,08	121,05	GQEY MAX	3249,35	-2074,13	0,58	189,90	5,46	5,36	10,81	5,41	9,05	9,25														
Zone II	-814,01	28,574	14,62	ELU	-2262,20	-2202,44	0	0,00	0,00	0,65	0,65	0,32	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,216	Condition vérifiée	0,154	Condition vérifiée	6,835	Condition vérifiée
	-190,51	16,083	29,2	08GEY MAX	-381,09	-525,90	0	0,00	0,00	1,29	1,29	0,65	9,05	6,03														
	-571,99	100,607	41,58	GQEY MAX	-318,10	-1637,09	0	0,00	0,00	1,84	1,84	0,92	9,05	6,03														
Zone III	-343,75	8,381	2,59	ELU	-1013,50	-925,98	0	0,00	0,00	0,11	0,11	0,06	9,05	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,061	Condition vérifiée	0,044	Condition vérifiée	2,886	Condition vérifiée
	-49,47	35,998	16,95	08GEY MAX	403,49	-171,92	0,45	18,08	0,52	0,75	1,27	0,63	9,05	6,03														
	-116,01	44,17	11,78	GQEY MIN	310,72	-358,44	0,80	24,97	0,72	0,52	1,24	0,62	9,05	6,03														

Tableau VI.3.3. Voiles de longueur L= 4.00m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																						τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
Zone I	-1878,47	36,865	4,29	GQEY MIN	-2278,97	-2417,21	0	0,00	0,00	0,19	0,19	0,09	24,14	6,03	15,41	8 HA 16	16,08	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,863	Condition vérifiée	1,331	Condition vérifiée	7,762	Condition vérifiée
	-260,55	11,694	15,44	08GEY MAX	-303,76	-347,61	0	0,00	0,00	0,68	0,68	0,34	24,14	6,03														
	-1174,39	3319,023	958,3	GQEX MAX	4755,18	-7691,16	2,47	1175,38	33,78	42,41	76,18	38,09	24,14	15,41														
Zone II	-1210,19	35,171	16,73	GQEY MIN	-1446,79	-1578,68	0	0,00	0,00	0,74	0,74	0,37	24,14	6,03	11,42	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,953	Condition vérifiée	1,395	Condition vérifiée	6,526	Condition vérifiée
	-211,15	2,189	13,79	08GEY MAX	-259,83	-268,04	0	0,00	0,00	0,61	0,61	0,31	24,14	6,03														
	-873,96	1734,686	1004,2	GQEX MIN	2160,09	-4344,99	2,67	577,12	16,58	44,44	61,02	30,51	24,14	11,42														
Zone III	-517,96	0,311	0,13	ELU	-646,87	-648,03	0	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	24,14	6,03	6,03	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,736	Condition vérifiée	0,526	Condition vérifiée	3,793	Condition vérifiée
	-58,25	6,717	10,32	08GEY MAX	-60,22	-85,41	0	0,00	0,00	0,46	0,46	0,23	24,14	6,03														
	-378,42	391,674	378,52	GQEX MIN	261,36	-1207,41	3,29	85,94	2,47	16,75	19,22	9,61	24,14	6,03														

Tableau VI.3.4. Voiles de longueur L= 2.25m

	Solllicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-2494,63	19,948	30,11	GQEX MIN	-5425,41	-5661,83	0	0,00	0,00	1,33	1,33	0,67	13,58	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,255	Condition vérifiée	0,182	Condition vérifiée	10,609	Condition vérifiée
	1265,02	45,495	15,6	08GEX MAX	3080,76	2541,56	2,25	693,17	19,92	0,69	20,61	10,30	13,58	6,03														
	-351,03	317,661	72,1	GQEY MAX	1102,37	-2662,50	1,56	171,51	4,93	3,19	8,12	4,06	13,58	6,03														
Zone II	-1341,82	162,296	184,75	GQEX MIN	-2020,07	-3943,58	0	0,00	0,00	8,18	8,18	4,09	13,58	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,326	Condition vérifiée	0,233	Condition vérifiée	4,311	Condition vérifiée
	514,08	125,607	164,55	08GEX MAX	1886,74	398,06	2,25	424,52	12,20	7,28	19,48	9,74	13,58	6,03														
	-650,04	218,152	92,28	GQEY MIN	-151,78	-2737,29	0	0,00	0,00	4,08	4,08	2,04	13,58	6,03														
Zone III	-353,79	102,63	84,14	GQEX MIN	-178,02	-1394,38	0	0,00	0,00	3,72	3,72	1,86	13,58	6,03	6,03	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,061	Condition vérifiée	0,044	Condition vérifiée	0,019	Condition vérifiée
	-2,27	30,432	25,38	08GEX MAX	175,29	-185,38	1,13	19,82	0,57	1,12	1,69	0,85	13,58	6,03														
	-50,58	108,284	17,28	GQEY MAX	529,28	-754,08	1,29	68,42	1,97	0,76	2,73	1,37	13,58	6,03														

Tableau VI.3.5. Voiles de longueur L= 1.00m

	Solllicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-880,13	192,038	88,81	GQEY MIN	-3824,51	-4976,79	0	0	0	3,93	3,93	1,97	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,385	Condition vérifiée	0,989	Condition vérifiée	7,396	Condition vérifiée
	-80,72	31,212	28,11	08GEX MAX	-309,96	-497,24	0	0	0	1,24	1,24	0,62	5,25	5,25														
	266,79	426,93	178,07	08GEX MAX	2614,79	53,11	1	261,48	6,81	1,36	8,17	4,09	5,25	5,25														
Zone II	-504,16	46,337	30,82	GQEY MIN	-2381,78	-2659,82	0	0	0	1,36	1,36	0,68	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,451	Condition vérifiée	0,322	Condition vérifiée	4,237	Condition vérifiée
	216,23	43,272	34,86	08GEY MAX	1210,97	951,33	1	121,10	3,15	2,56	5,72	2,86	5,25	5,25														
	-282,67	98,169	57,93	GQEX MIN	-1118,83	-1707,87	0	0	0	2,56	2,56	1,28	5,25	5,25														
Zone III	-131,34	11,855	7,92	GQEY MIN	-621,13	-692,27	0	0	0	0,35	0,35	0,18	5,25	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,236	Condition vérifiée	0,169	Condition vérifiée	1,104	Condition vérifiée
	32,41	16,767	22,93	08GEX MAX	212,35	111,75	1	21,24	0,55	1,34	1,90	0,95	5,25	5,25														
	-3	62,73	30,35	GQEX MAX	173,20	-203,20	0,54	9,35	0,24	0,00	0,24	0,12	5,25	5,25														

Tableau VI.3.6. Voile de longueur L = 4.30m

	Solllicitation de calcul								Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm ²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																		τ_b	Observation				τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
Zone I	-1598,86	451,265	72,93	GQEX MIN	-1126,90	-2591,38	0,00	0	0	3,23	3,23	1,61	22,58	5,25	8,34	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,90	Condition vérifiée	1,36	Condition vérifiée	9,87	Condition vérifiée
	-35,7	90,823	124,52	08GEX MAX	105,86	-188,88	2,76	29,17	0,84	5,51	6,35	3,17	22,58	5,25														
	-344,45	2932,386	562,66	08GEY MAX	4357,69	-5158,73	2,33	1015,77	25,39	13,50	38,89	19,45	22,58	8,34														
Zone II	-1087,9	59,713	59,74	ELU	-1168,11	-1361,89	0,00	0	0	2,64	2,64	1,32	22,58	5,25	5,35	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,90	Condition vérifiée	1,36	Condition vérifiée	6,04	Condition vérifiée
	-180,96	216,897	231,97	08GEY MAX	141,53	-562,36	3,44	48,62	1,08	6,65	7,73	3,87	22,58	5,25														
	-720,7	1726,381	561,83	GQEY MAX	1963,27	-3639,32	2,79	548,38	13,71	16,15	29,86	14,93	22,58	5,35														
Zone III	-457,82	101,847	80,22	ELU	-367,09	-697,61	0,00	0	0	3,55	3,55	1,77	22,58	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,11	Condition vérifiée	0,79	Condition vérifiée	2,57	Condition vérifiée
	-9,68	72,166	79,83	08GEX MAX	105,84	-128,36	2,36	24,94	0,72	1,94	2,65	1,33	22,58	5,25														
	-306,79	624,202	327,81	GQEY MAX	656,12	-1369,59	2,91	190,75	5,48	9,81	15,29	7,64	22,58	5,25														

INTRODUCTION :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

❖ **Les murs** : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).

❖ **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples :

- ✓ Rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;
- ✓ Paroi moulée en béton armé ;
- ✓ Mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton. Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur les 4 côtés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

VII.1. Pré dimensionnement du mur plaque (Art: 10.1.2 vs RPA 2003):

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) doit être ≥ 15 cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 15$ KN/ml
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18$ KN/m²
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

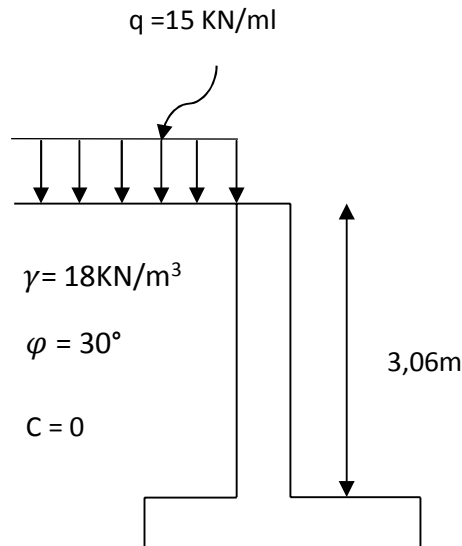


Figure VII.1. Schéma statique du mur plaque.

VII.2. Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_v et σ_h

σ_v : Contrainte verticale.

σ_h : Contrainte horizontale

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v$$

$$\text{A ELU : } \sigma_v = (1.35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$\text{A ELS : } \sigma_v = (\gamma \times h + q)$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne.

Nous avons $C = 0 \rightarrow$ sol pulvérulent

$$\text{Donc : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m : $q = \frac{3 \sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m}$

VII.3. Calcul des sollicitations :

Tableau VII.1. Sollicitations de mur plaque.

	K_a	σ_v		σ_h		q
		0	3,06	0	3,06	
ELU	0,33	22,5	96,86	7,425	31,96	25,83
ELS	0,33	15	70,08	4,95	23,13	18,59

Diagramme des contraintes :

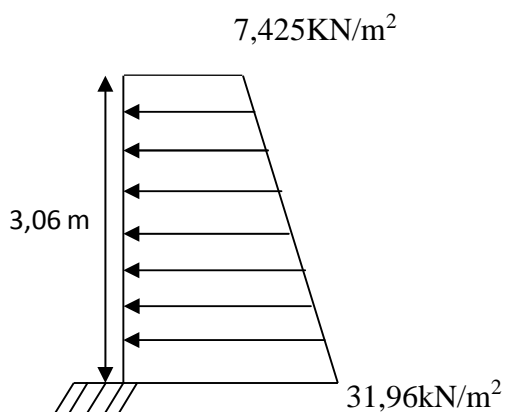


Figure VII.2. Diagramme des contraintes à l'ELU.

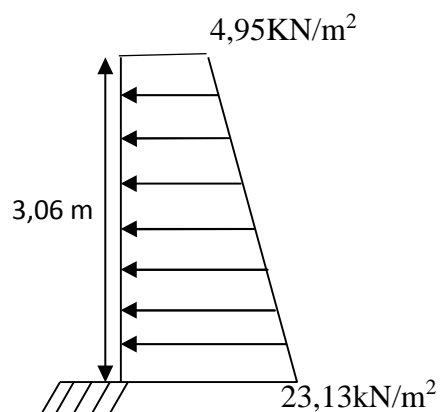


Figure VII.3. Diagramme des contraintes à l'ELS.

VII.4. Ferrailage du mur plaque :

A. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre ($b=1\text{m} = 100\text{cm}$)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS Sens X-X**

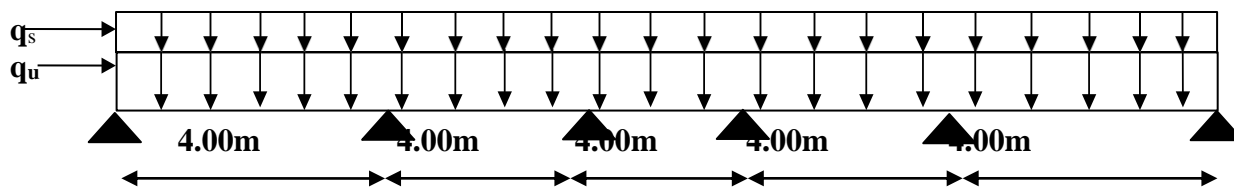


Figure VII.4. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

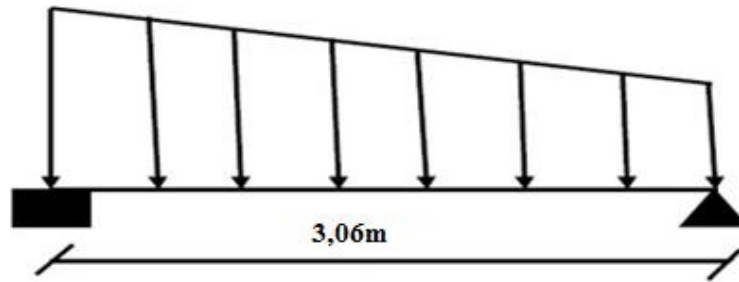


Figure VII.5. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

B. Diagrammes des efforts

- ELU

Sens X-X

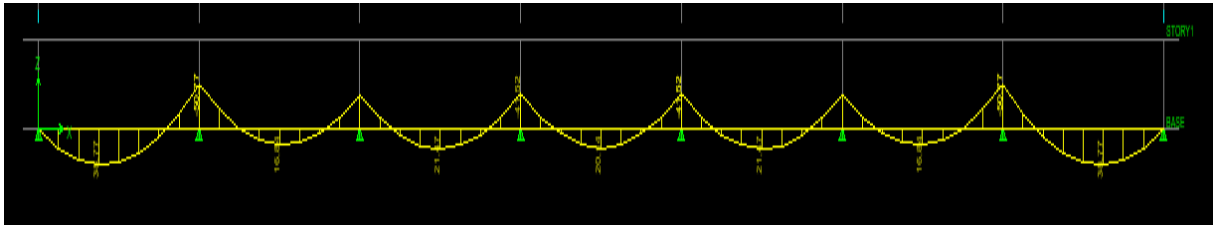


Figure VII.6. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y

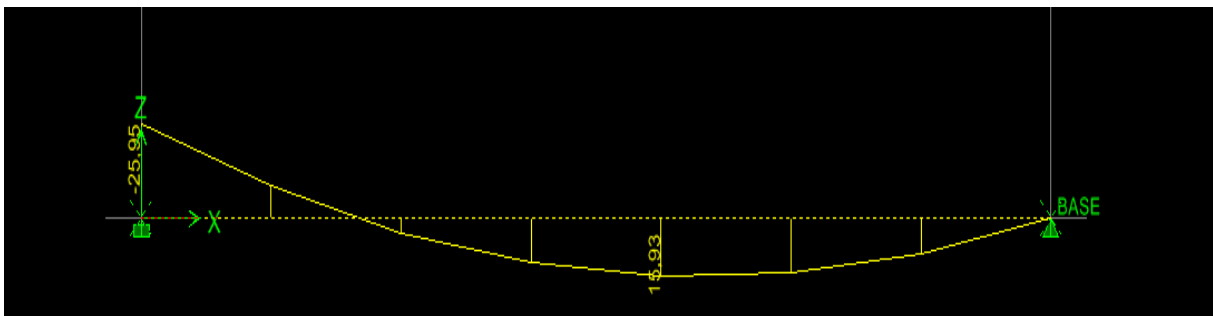


Figure VII.7. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

- ELS

Sens X-X

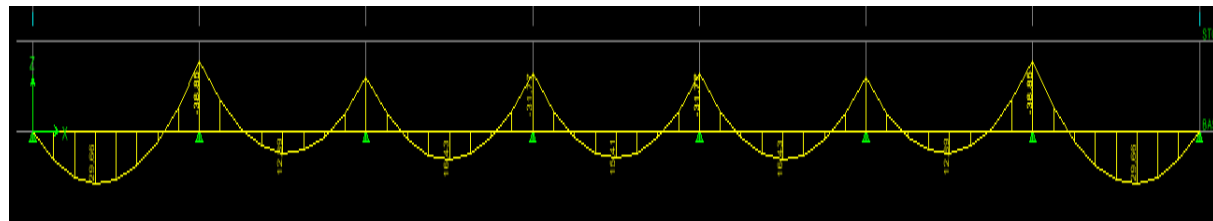


Figure VII.8. Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

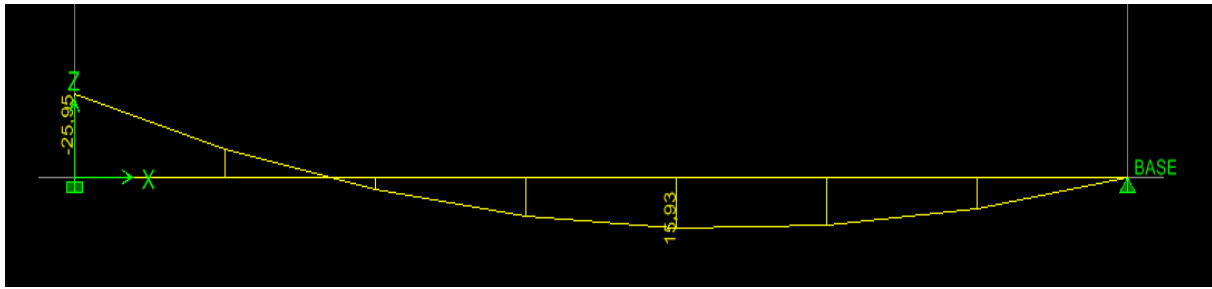
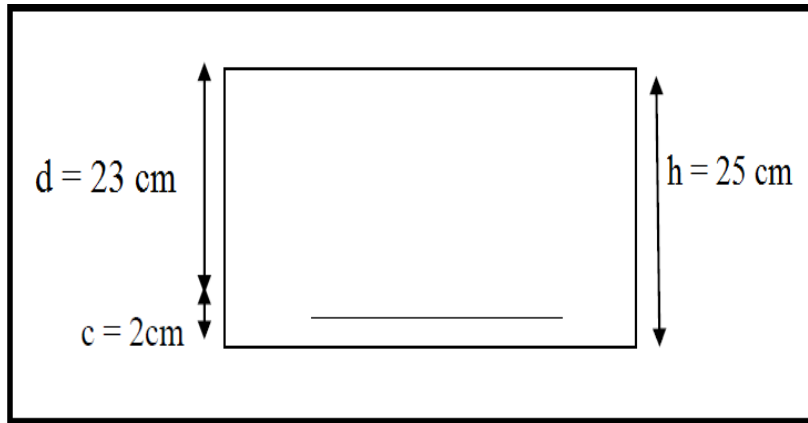


Figure VII.9. Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

C. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaque se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $ep = 25$, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On n'a

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

D. Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical) $A \geq 0,0015bh$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

$b = 1$ m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 25 cm).

Tableau VII.2. Ferrailage du mur.

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	50,77	0,068	SSA	0,965	3,75	6,57	7HA14 = 10,77	20
	Travée	38,77	0,052	SSA	0,973	3,75	4,98	7HA14 = 10,77	20
Y-Y	Appuis	33,91	0,045	SSA	0,978	3,75	4,33	6HA12 = 6,78	20
	Travée	20,81	0,028	SSA	0,986	3,75	2,64	6HA12 = 6,78	20

VII.5. vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité : BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 4,11 cm^2.$$

Tableau VII.3. vérifications de la condition de non fragilité.

sens	zone	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Observation
X-X	Appuis	4,11	10,77	Condition vérifiée
	Travée	4,11	10,77	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4,11	6,78	Condition vérifiée
	Travée	4,11	6,78	Condition vérifiée

B. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33cm)$

Sens X-X

$$S_t = 20 < 33cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$S_t = 20 < 33cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$

Pour HA12 : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$

Pour HA14 : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour $\phi 12 \Rightarrow L_a = 16,93 \text{cm} = 18 \text{cm}$

Pour $\phi 14 \Rightarrow L_a = 19,75 \text{cm}$

VII.6. Vérification à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6** mm pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min (266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 \text{MPa}}$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{MPa}}$.

Chapitre VII Etude de mur plaque

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{d \cdot b} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VII.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	10,77	38,85	0,756	0,889	30,04	176,42	201,63	Condition vérifiée	2,54	15	Condition vérifiée
	Travée	10,77	29,66	0,756	0,889	30,04	134,69	201,63	Condition vérifiée	3,13	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Appuis	6,78	25,95	0,476	0,896	51,08	185,73	201,63	Condition vérifiée	3,04	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	15,93	0,476	0,896	51,08	114,01	201,63	Condition vérifiée	1,81	15	Condition vérifiée

b. Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

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

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$: hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 18,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,59 \times \frac{4,00^2}{8} = 37,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 37,18 = 27,885 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{10,77}{100 \times 23} = 0,00468 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,885}{10 \times 37,18} = 0,075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$q_s = 18,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 18,59 \times \frac{3,06^2}{8} = 21,76 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 21,76 = 16,32 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,32}{10 \times 21,76} = 0,075 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'**interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quelque soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux et puits).

Dans le cas le plus générale un élément 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 sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ **Un moment** qui peut être exercé dans de différents plans.

VIII.1 Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

En l'absence d'un rapport détaillé, on considère que :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Pas de nappe phréatique.

VIII.2 Les types de fondations :**a. Les fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b. Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.
- Barrettes : parois moulés de très grande profondeur, capables de résister à de très grands efforts de la superstructure.

VIII.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

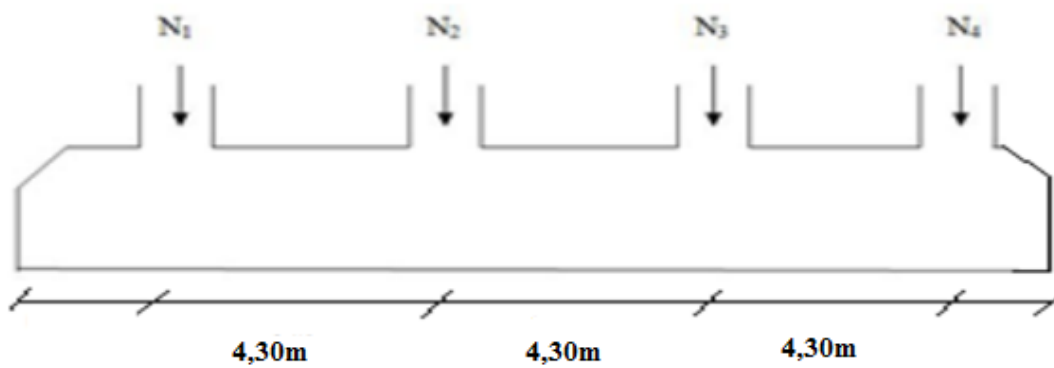
- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

Remarque :

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du faite que la structure est un système «< voile porteur >>, le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

VIII.4 Semelles filantes**➤ Semelles filantes sous voiles :**

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 4 poteaux.



$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol \cdot L}}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Tableau VIII.1. Surface des semelles filantes sous voiles.

	Voiles	Longueur	Nsmax (KN)	Largeur B(m)	S=L×B (m ²)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles longitudinaux	V1	4.00	651.81	0.81	3.26	1	3.26
	V2	1.00	367.82	1.84	1.84	6	11.03
Voiles transversaux	V4	4.30	226.56	0.26	1.13	4	4.53
	V5	2.25	369.45	0.82	1.85	2	3.69
	V6	1.50	192.12	0.64	0.96	4	3.84
							26.36

La surface totale des semelles filantes sous voiles **St = 26.36 m²**.

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

a. Hypothèses de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Étape de calcul

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec : L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad ; \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c. Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

On fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VIII.2. Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns (kN)	Ms (kN/m)	ei (m)	Ns. ei (kN.m)
26	1287.80	-13.42	-8.60	-11075.08
27	856.65	-6.30	-4.30	-3683.60
28	1052.81	0.01	0.00	0.00
29	873.37	6.47	4.30	3755.49
30	1265.94	13.07	8.60	10887.08
Total	5336.57	-0.17	/	-116.10

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-162.93 + (-0.243)}{7371.71} = -0.02 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,02 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{17.20}{6} = 2.87 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{5336.57}{17.20} \left(1 - \frac{6 \times (-0.02)}{17.20}\right) = 312.43 \text{ kN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{5336.57}{17.20} \left(1 + \frac{6 \times (-0.02)}{17.20}\right) = 308.10 \text{ kN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{5336.75}{17.20} \left(1 + \frac{3 \times (-0.02)}{17.20}\right) = 309.18 \text{ kN/m.}$$

d. Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{309.18}{200} = 1.55 \text{ m.}$$

On prend : $B = 1.60 \text{ m.}$

On aura donc : $S_s = (B \times L) = (1.60 \times 17.20) = 27.52 \text{ m}^2.$

$$S_p = S_s \times n = 27.52 \times 7 = 192.64 \text{ m}^2.$$

$$S_t = S_s \times n + S_v = 192.64 + 26.36 = 219 \text{ m}^2.$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 27.52 \times 17.5 = 481.6 \text{ m}^2$
- Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est

$$\text{de : } \frac{S_{semelles}}{S_{batimant}} = \frac{219}{481.6} = 0.45$$

\Rightarrow La surface totale des semelles représente 45 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable.

Donc on opte pour des semelles filantes pour les fondations.

❖ **Pré dimensionnement de la semelle :**a) **hauteur des semelles**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b = 0.45 m pour les poteaux et 0.20 m pour les voiles

➤ **Semelles filantes sous poteaux :****La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{160-45}{4} + 5 = 33.75 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **$h_s=35 \text{ cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 160 cm, $h_s= 35 \text{ cm}$, L = 17.20 m

➤ **Semelles sous voiles :****La hauteur de la semelle**

$$h_s \geq \frac{160-20}{4} + 5 = 40 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s= 45 \text{ cm}$**

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 160 cm, $h_s= 45 \text{ cm}$, L= 17.20 m

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatifs aux appuis).

b) **Étude de la poutre de rigidité :**• **Dimensionnement :**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{La largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L = 4,30 m

$$\text{La hauteur : } \frac{430}{9} \leq h_p \leq \frac{430}{6} \rightarrow 47.78 \leq h_p \leq 71.67$$

On adopte une hauteur de $h_p = 90 \text{ cm}$

La largeur : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \rightarrow 29,99 \leq b_p \leq 60$

On adopte une largeur de $b_p = 50 \text{ cm}$

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

H= 90 cm, b= 50 cm, d= h-c = 85 cm.

- **Le ferrailage de la poutre (ELU) :**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau VIII.3. les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Poteaux	N_s (kN)	M_s (kN/m)	e_i (m)	$N_s \cdot e_i$ (kN.m)
26	1778.52	-18.647	-8.60	-15295.27
27	1183.46	-8.893	-4.30	-5088.88
28	1455.17	0.009	0.00	0.00
29	1206.51	9.136	4.30	5187.99
30	1748.05	18.152	8.60	15033.23
Total	7371.71	-0.243	/	-162.93

$$e = \frac{-162.93 + (-0.243)}{7371.71} = -0,022 \text{ m}$$

Calcul de la charge uniforme

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{7371.71}{17.20} \left(1 + \frac{3 \times (-0.022)}{17.20} \right) = 426.94 \text{ KN/m}$$

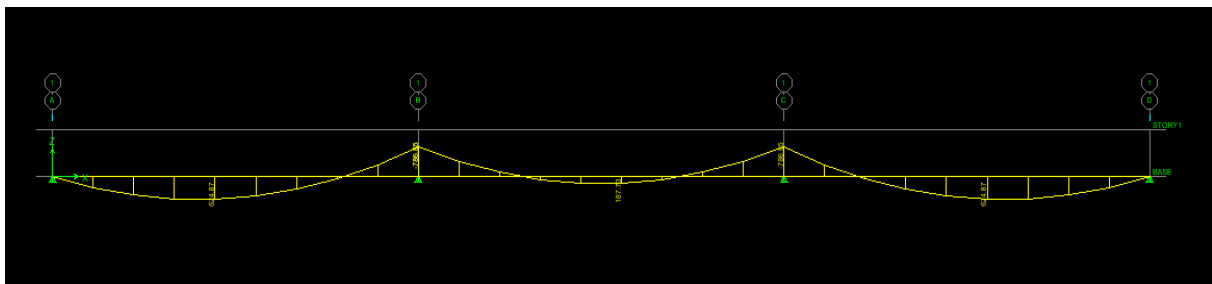


Figure VIII.1. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des armatures :

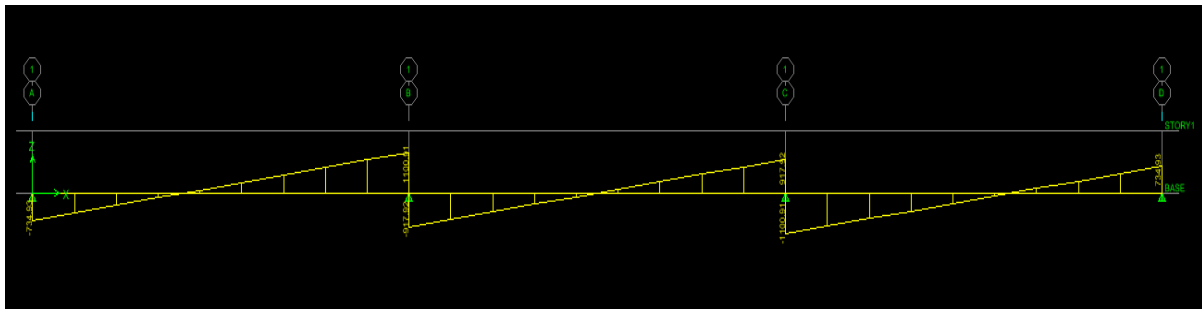


Figure VIII.2. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{bc}} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 45 \times 65 \times \frac{2.1}{348} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.4 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

	Localisation	Moments (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}[m^2]$	$A_{min} [cm^2]$	Ferrailage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutre de rigidité	Travée	624.87	0.121	SSA	0.936	22.56	4,06	5HA20+5HA14	23.41
	Appuis	786.85	0.153	SSA	0.917	29.01	4,06	5HA20+5HA20	31,42

VIII.5 Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{90}{35}; \phi_l; \frac{50}{10} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \{2.57; 2; 5\}$$

$\phi_t = 10 \text{ mm}$ On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA10=3,14cm²**

- **Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22)**

Il faut vérifier : $St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$St \leq \min\{76.5 ; 40 \text{ Cm}\}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

Tableau VII.5 : Ferrailage d'armatures transversales.

Section [cm ²]	zone	BEAL			RPA		Section Adepté			
		ϕ Cm	St Cm	A_{tMin} Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	St_{Min} Cm ²	Ferrailage	AadpCm ²
Poutre principale	Nodale	1	25	1,125	7	0,525	10	7	4 HA 10	3,14
	Courante				15	1,125			15	4 HA 10

III.6 Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{1\text{m}} \times 90 = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

- **ferraillage de la semelle :**

-Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_{uf} \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } N_{uf} = 1455.17 \text{ KN/m}$$

A_s : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

B = 1.60 m

$$A_s = \frac{1455.17 \times (1600 - 450)}{8 \times 300 \times 348} = 2.004 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **5HA12 = 5.65 cm^2/ml** avec **$S_t=15 \text{ cm}$**

- **armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend une section de } 3HA12 = 3.38 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

VIII.7 Ferraillage de la longrine :

- **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

(Site : S3 ; zone IIa)

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S₂ et S₃

(30cmx30cm) : site de catégorie S₄

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u = 1455.17 \text{ KN}$, $\alpha=12$ (zone IIa ; site 3)

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1455.17}{12} = 121.26 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_{st}} \times 10 = 3.48 \text{ mm}^2$$

On prend **4HA14 = 6.15 cm²/ml**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0,6\% bh$$

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$A_t < A_{\min}$ la condition est vérifiée

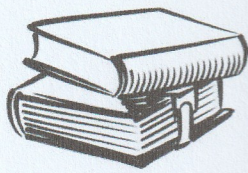
CONCLUSION GENERALE

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

En effet, ce travail nous a aidé à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien(RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre plusieurs choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD, SOCOTEC....

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise sur le terrain qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place et d'avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence.

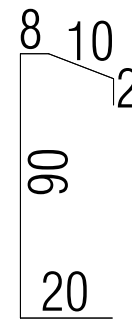
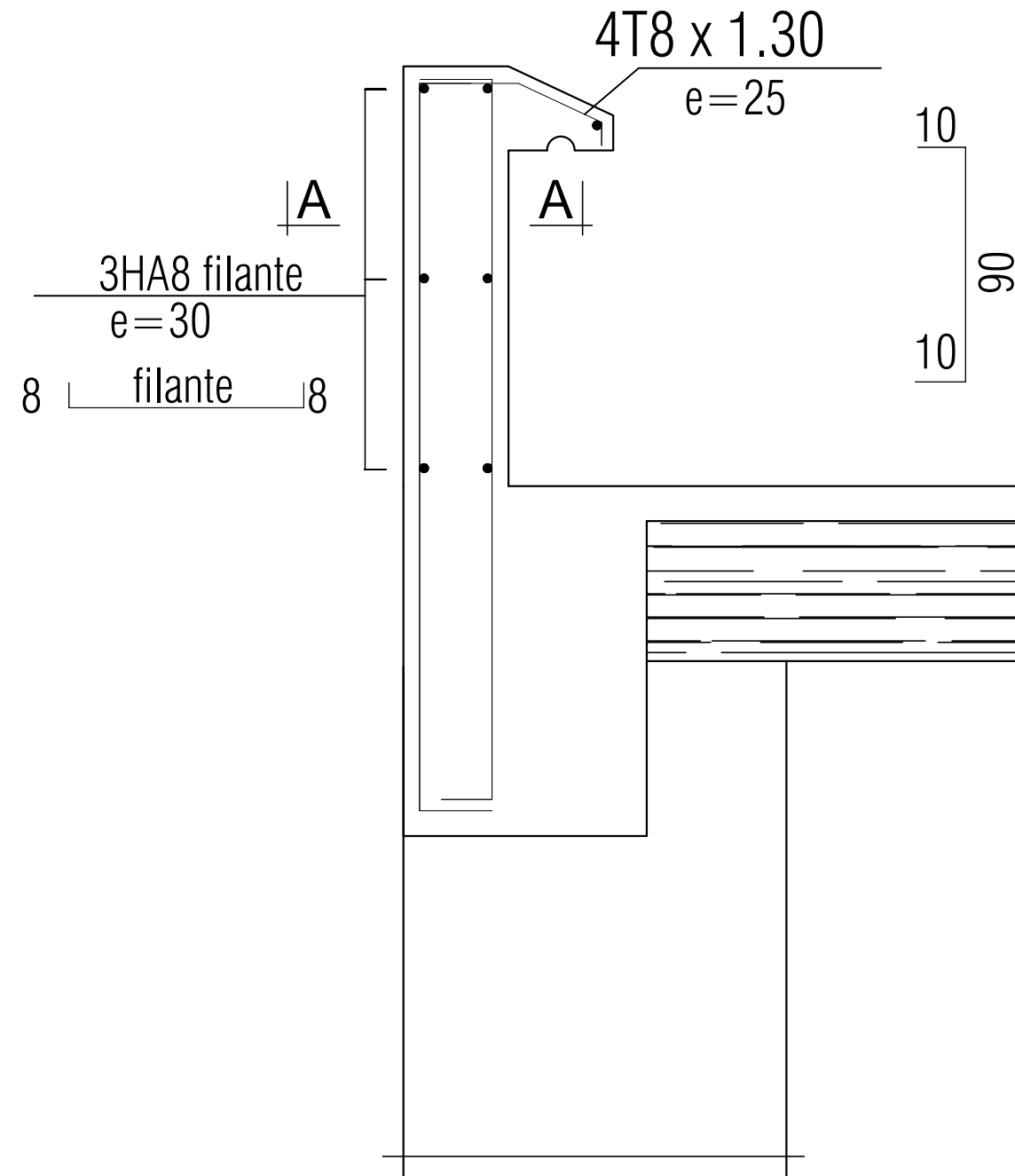
Enfin, ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil qui nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.



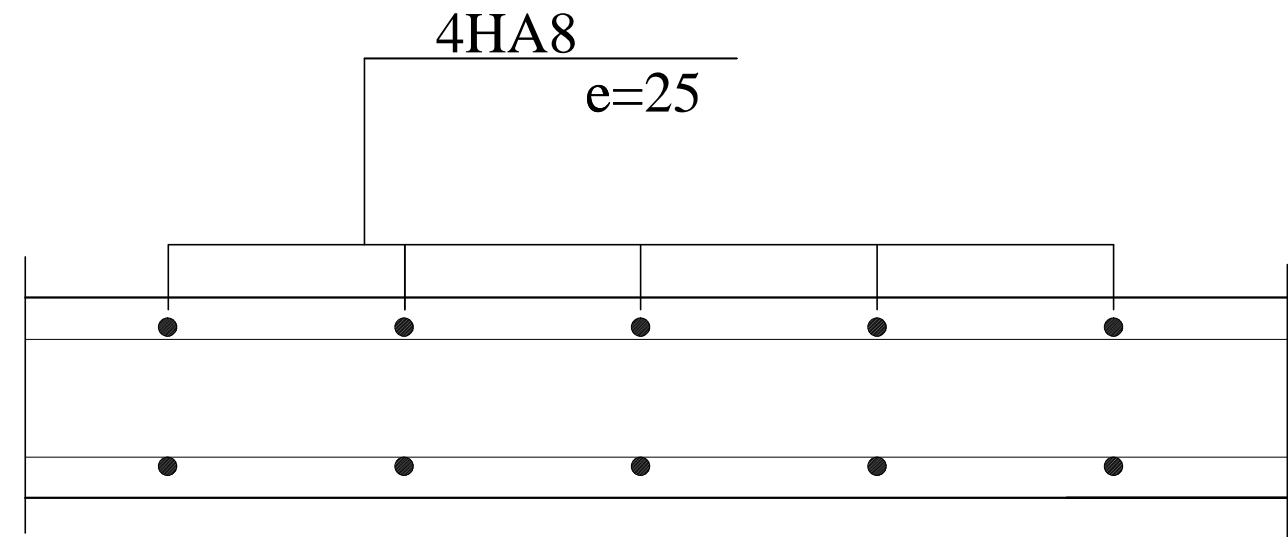
BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismique algériennes RPA99/version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).
- Recherche globale sur internet.
- Les abaques de *PIGEAUD*.
- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

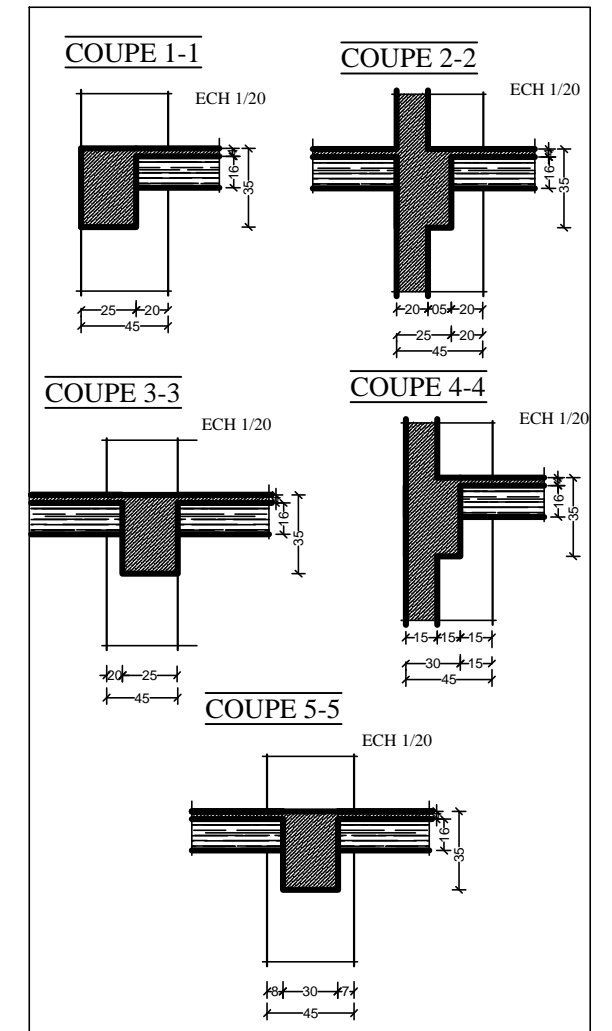
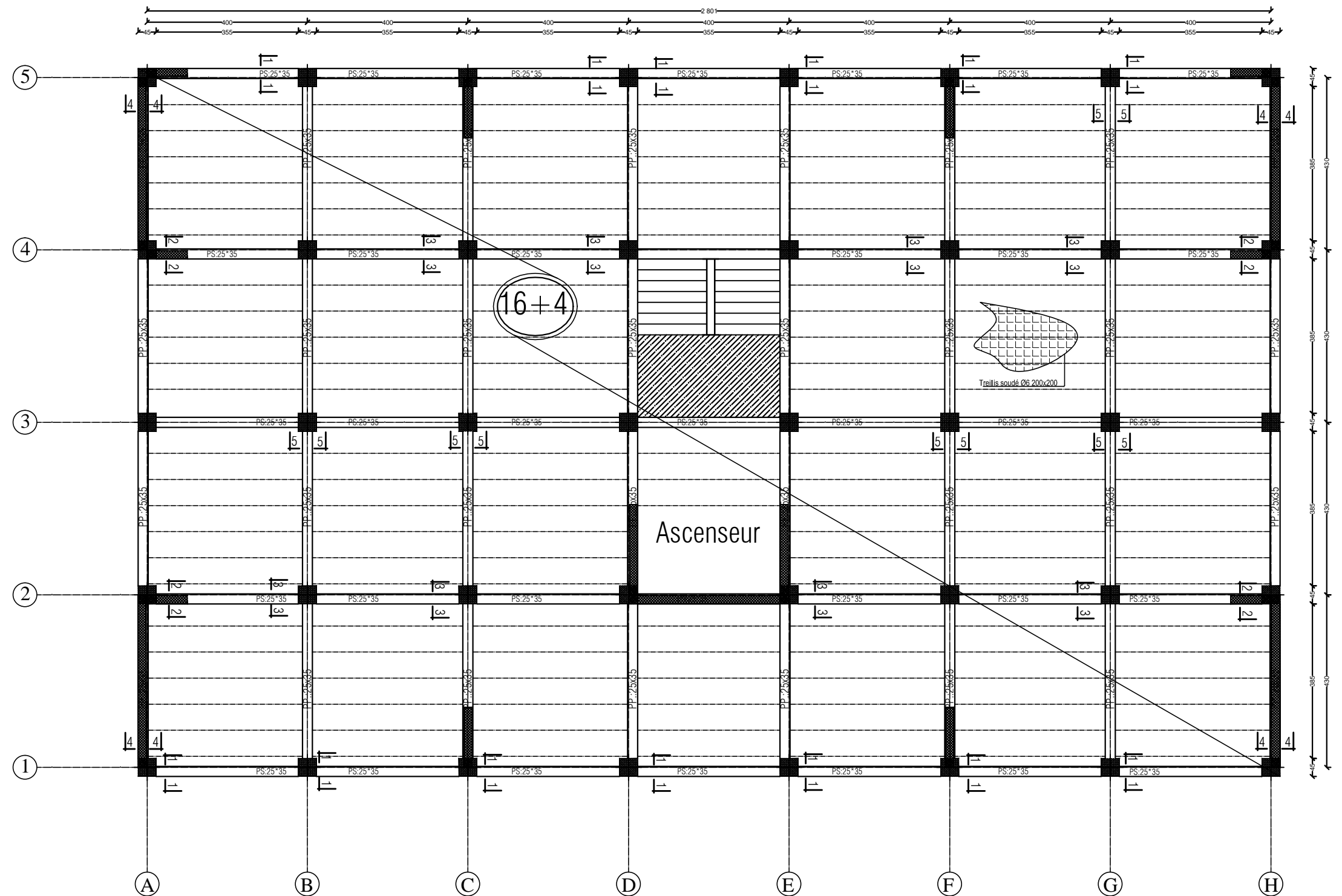
Ferrailage de l'acrotère



Coupe: A-A

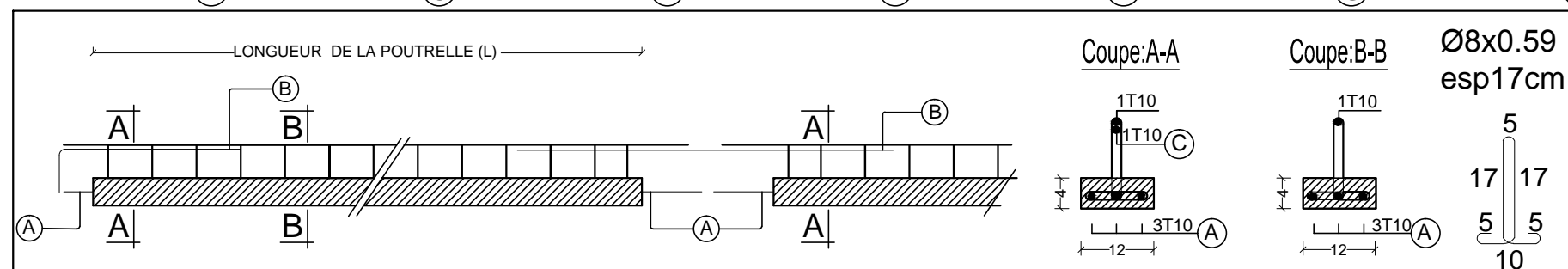


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 0.00 m



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage d'habitation et commercial

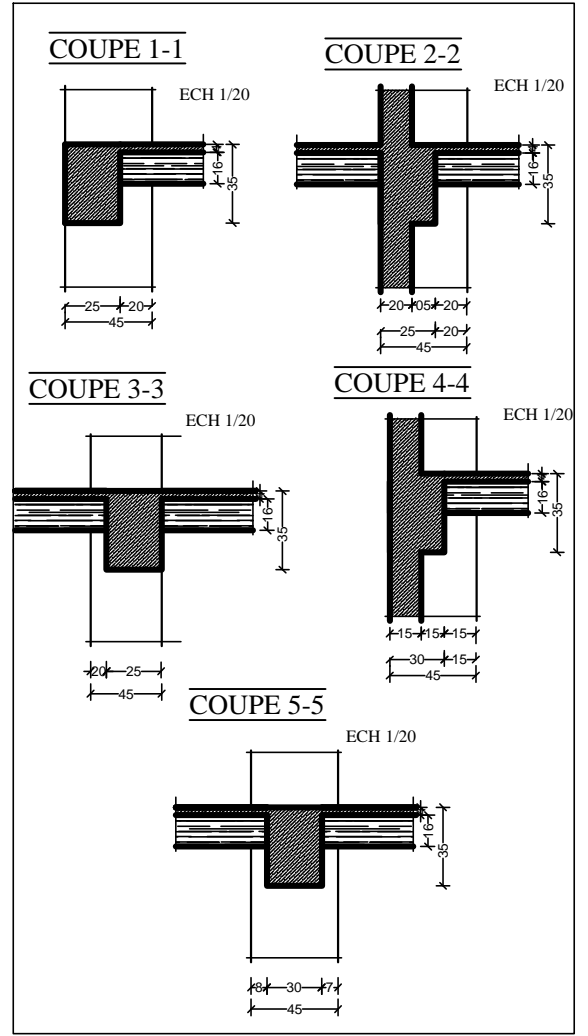
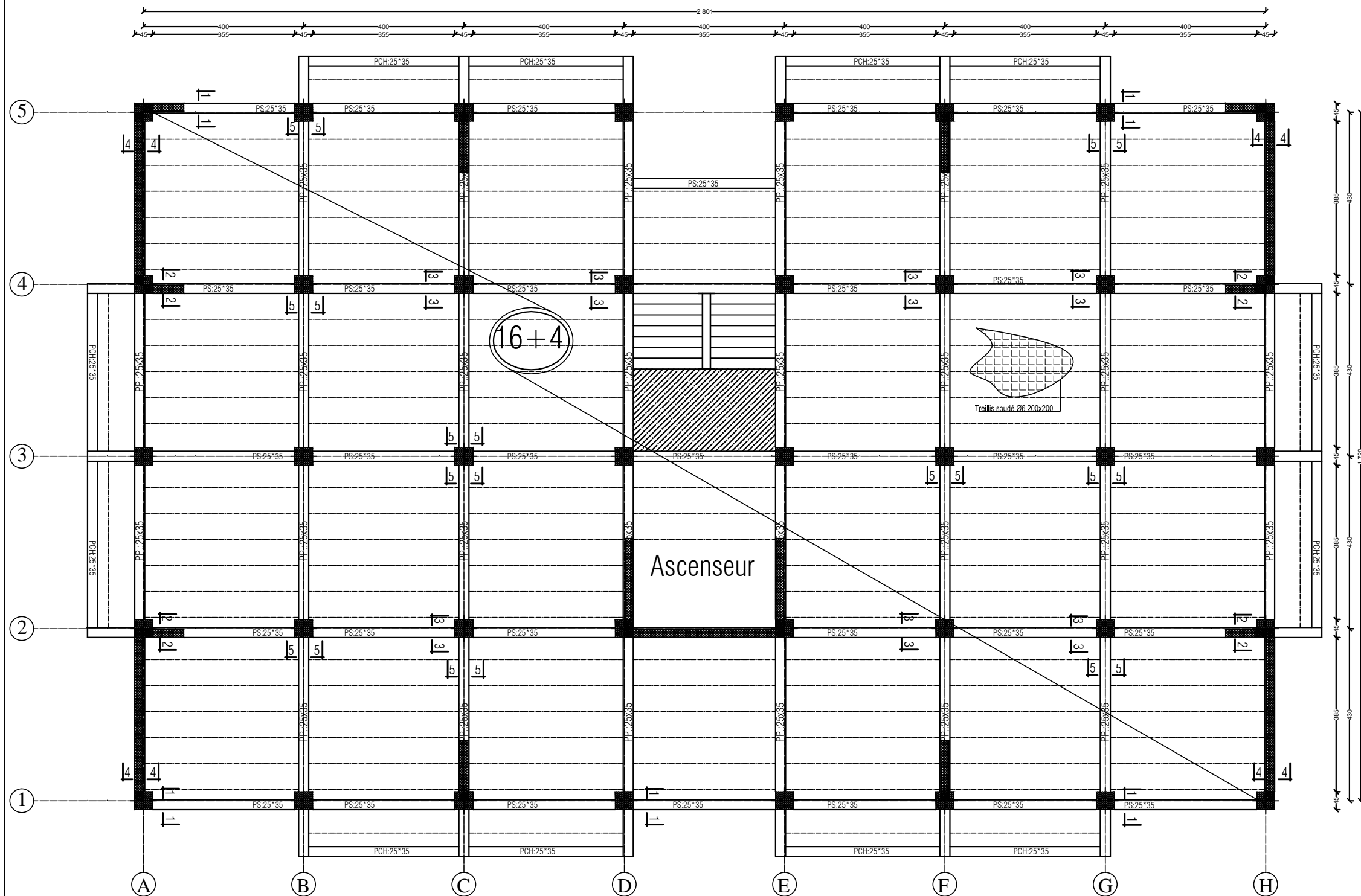
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

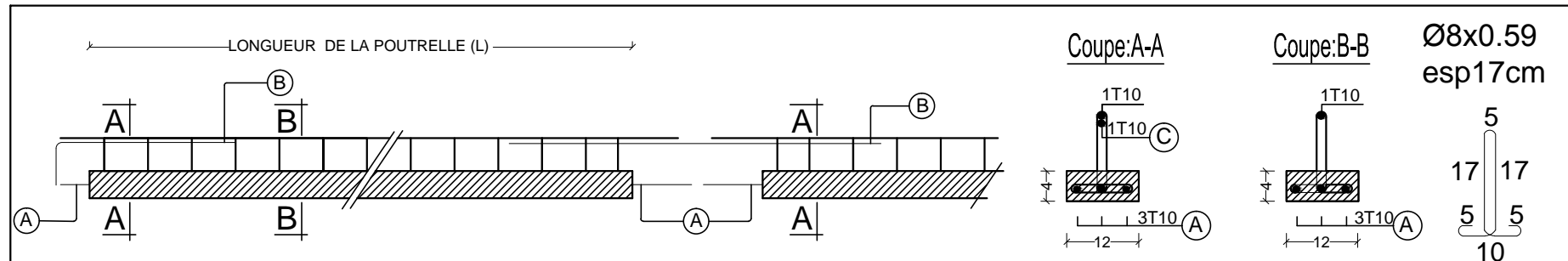
promotion : 2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3,96;6.84 m



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 Fc28=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
- d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
- e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+6+sous-sol à usage d'habitation et commercial

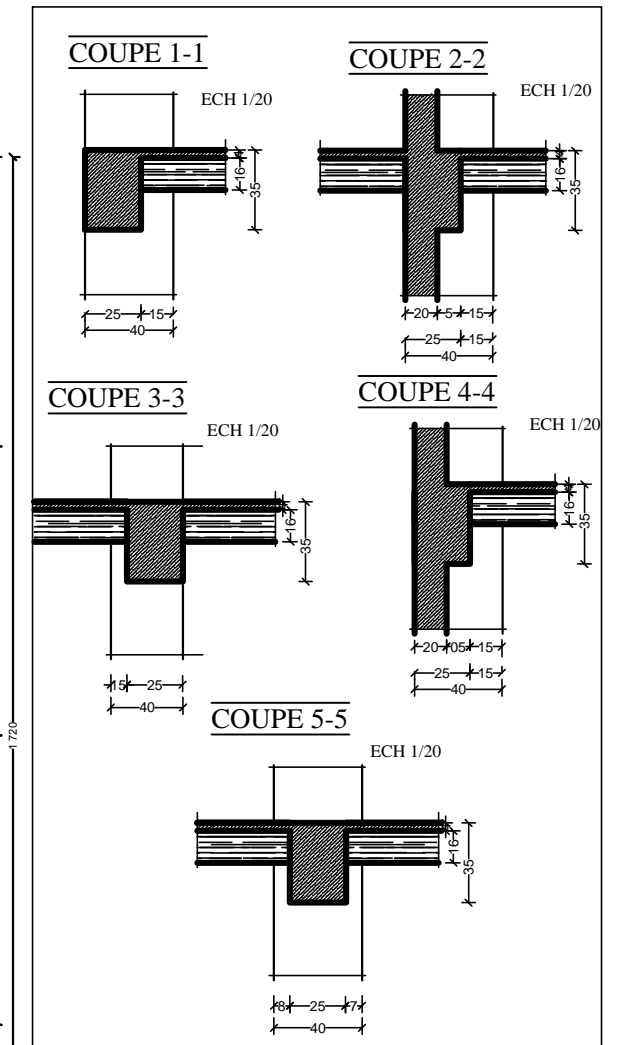
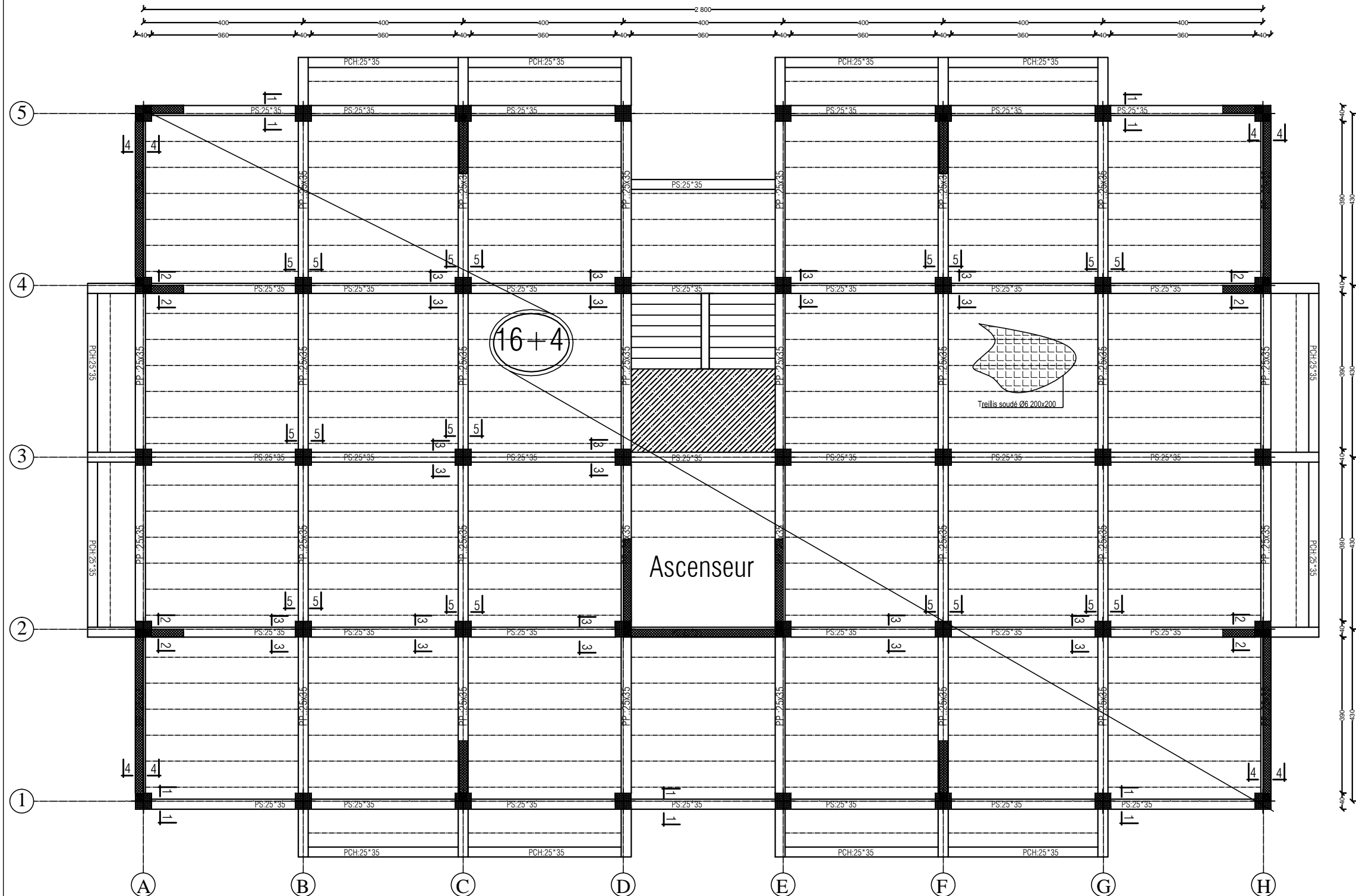
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

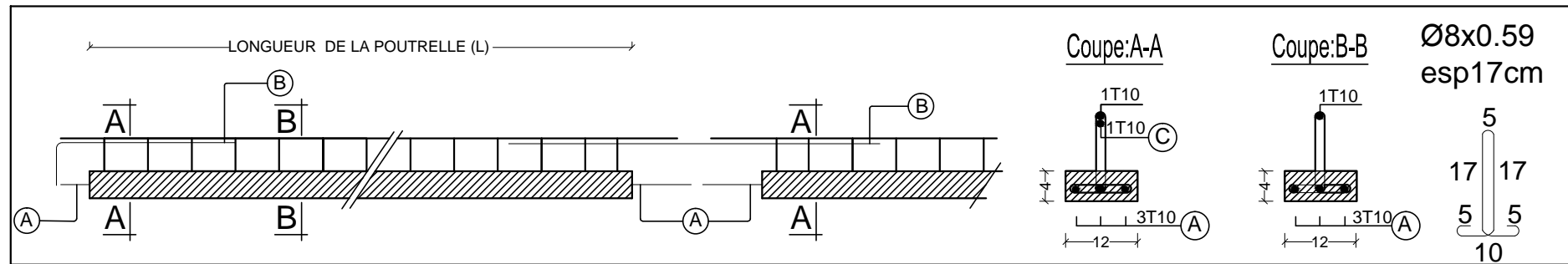
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 9.72,12.6;15.48 m



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

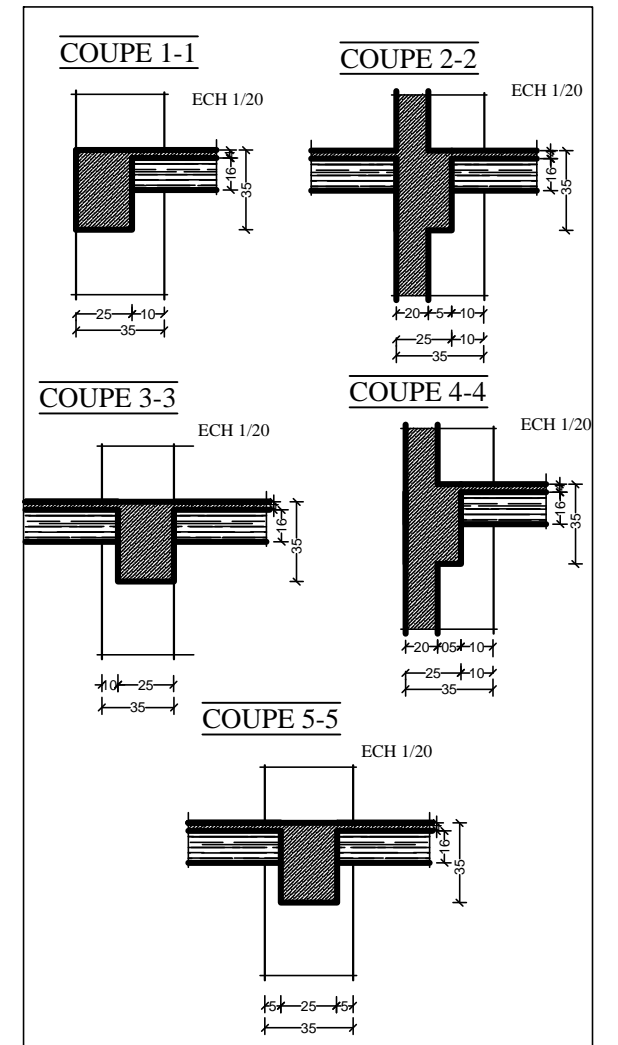
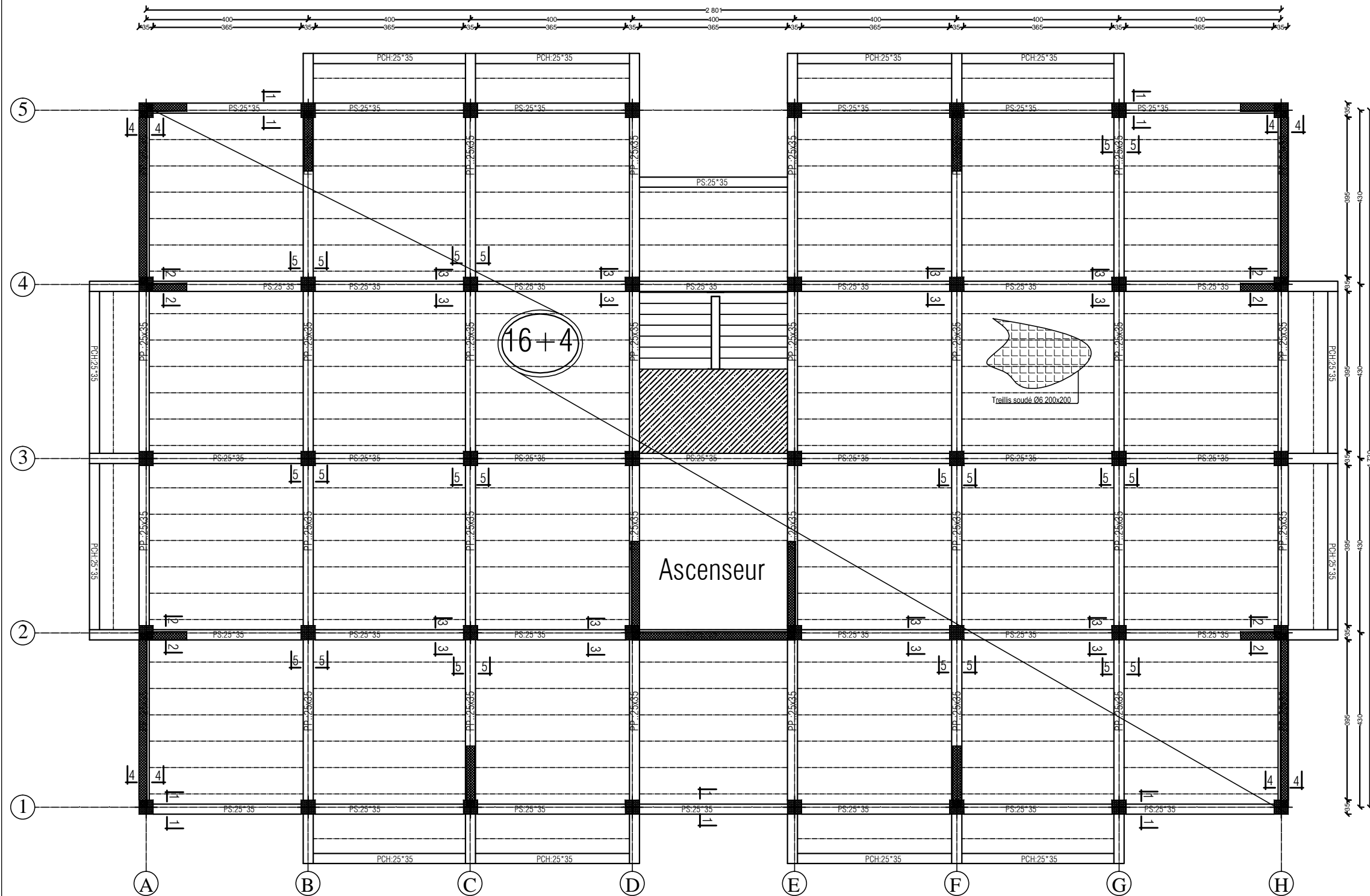
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
SNAOUI SARAH

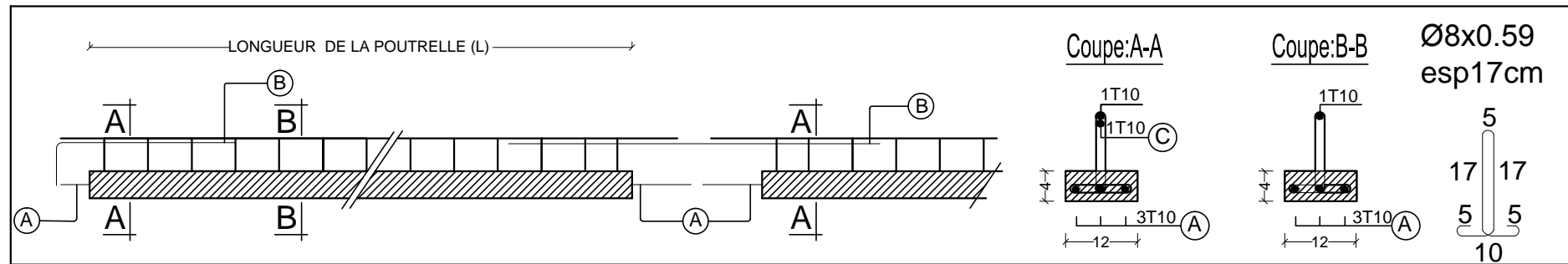
Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 18.36 m



NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPa
 d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPa
 e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

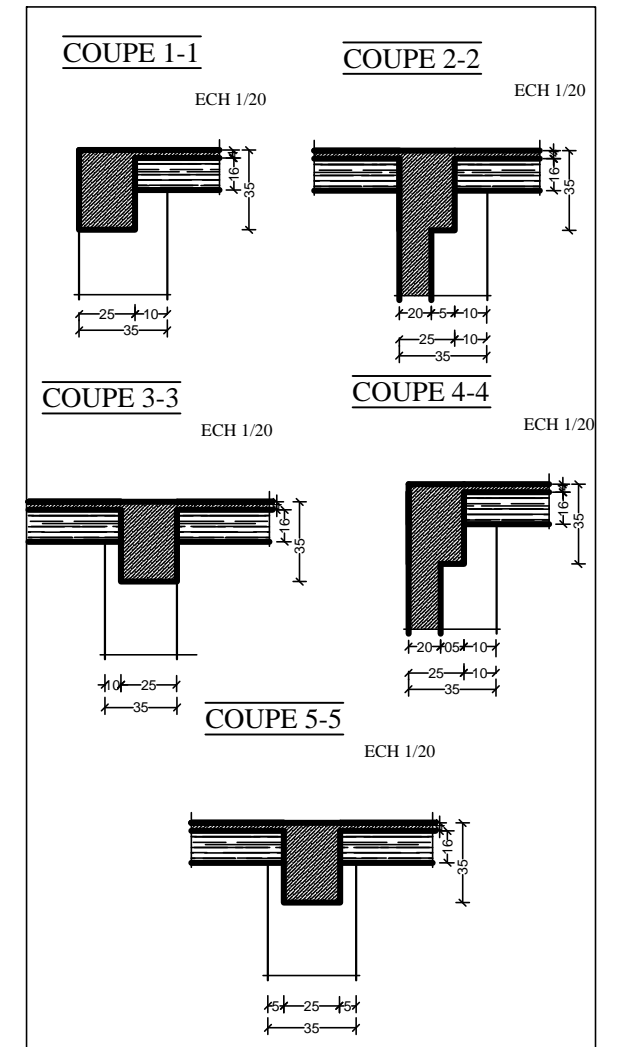
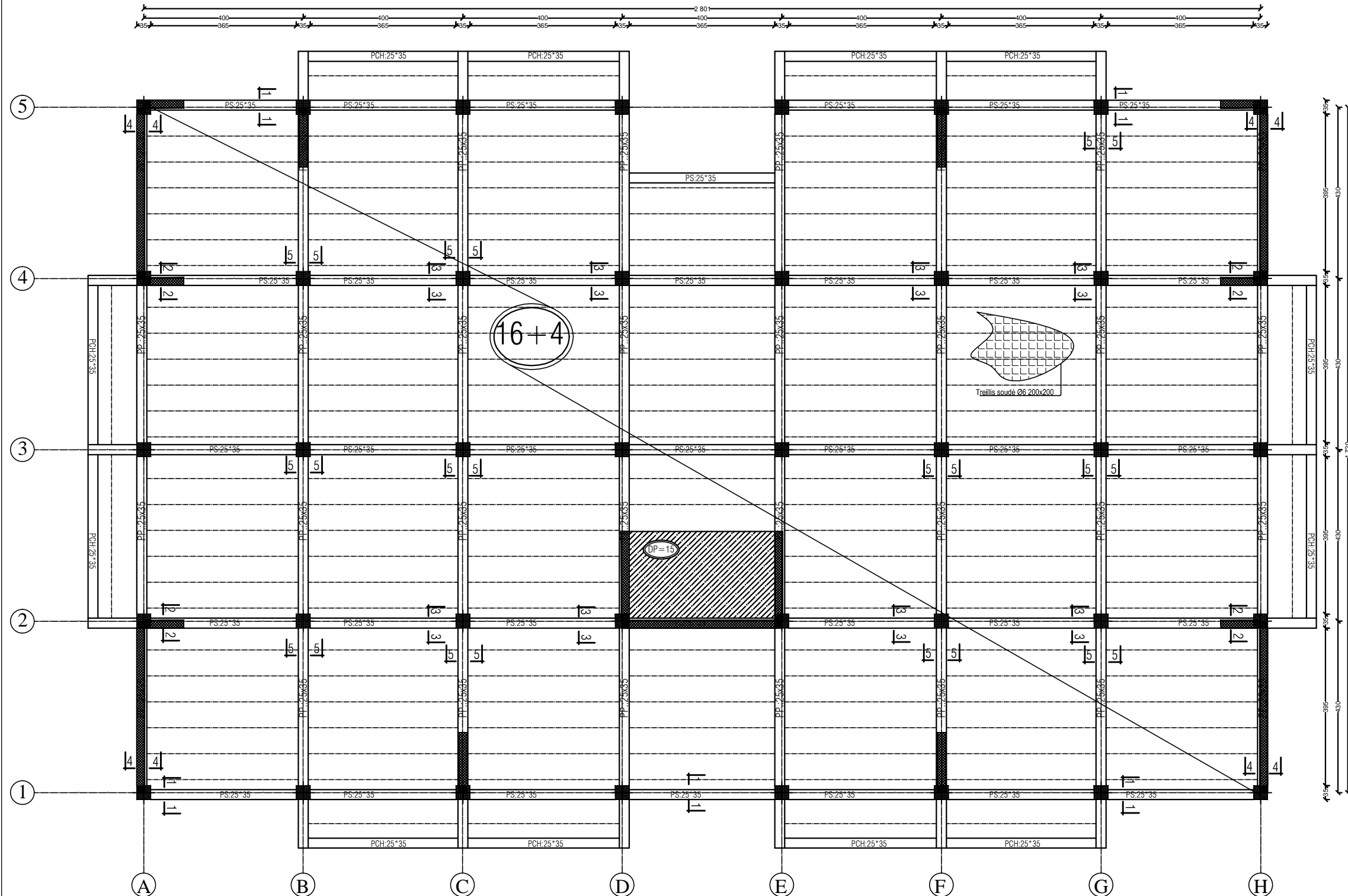
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
 SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

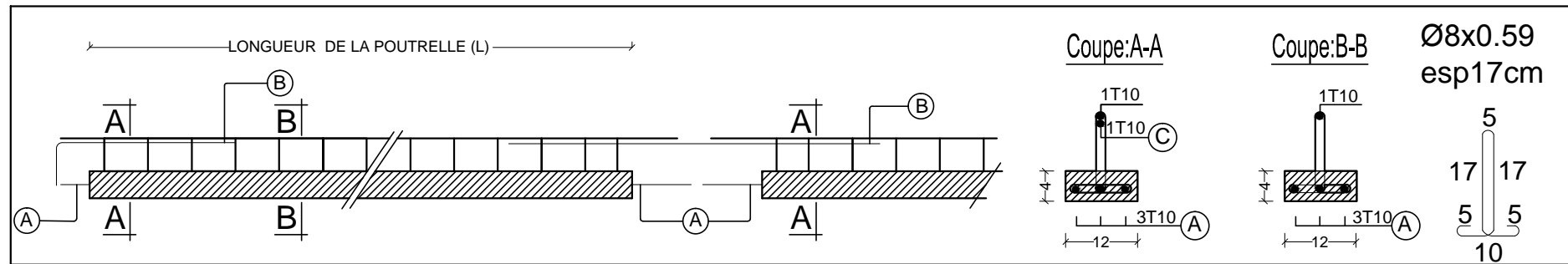
promotion :2021/ 2022

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 21.24 m



NOTA:
Caractéristique des matériaux :

- a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
F_{c28}=25Mpa.
- b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
- c) Acier Tor (Haute adhérence) σ = 400MPA
- d) Treillis soudés (T.S) σ = 520MPA
- e) Longueur de recouvrement est de 40 Ø



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

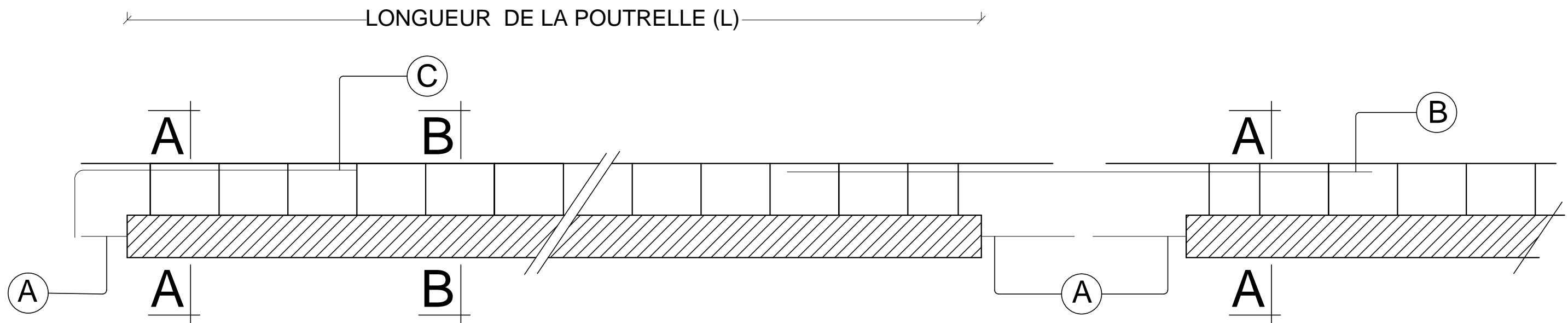
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

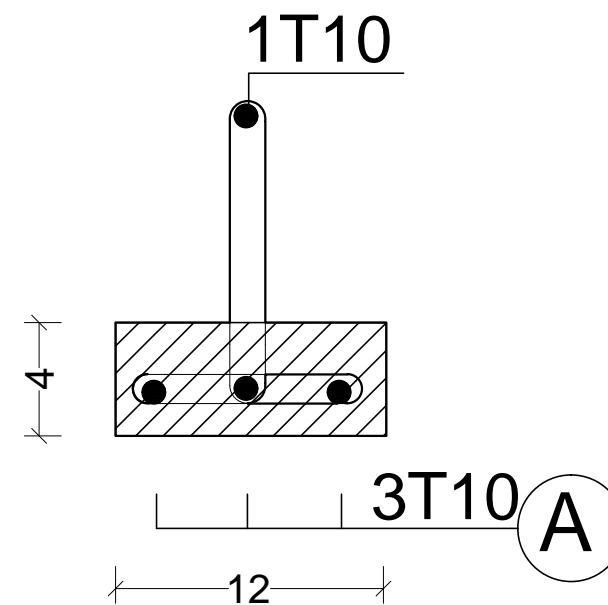
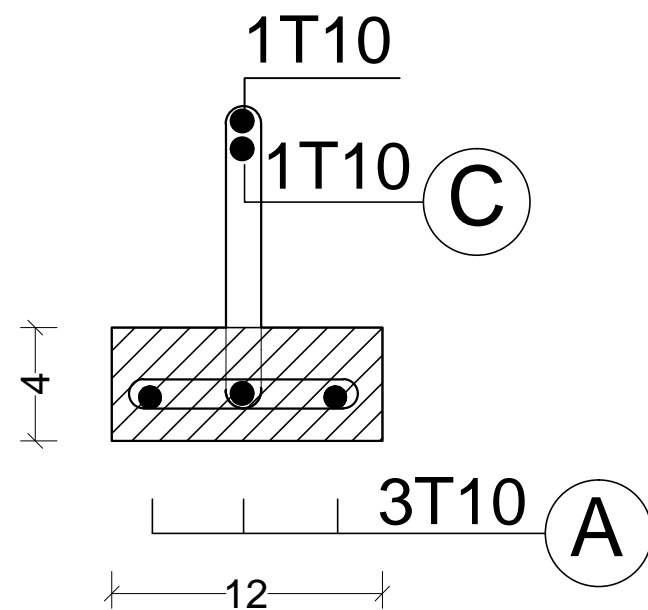
promotion :2021/ 2022

Ferrailage des poutrelles



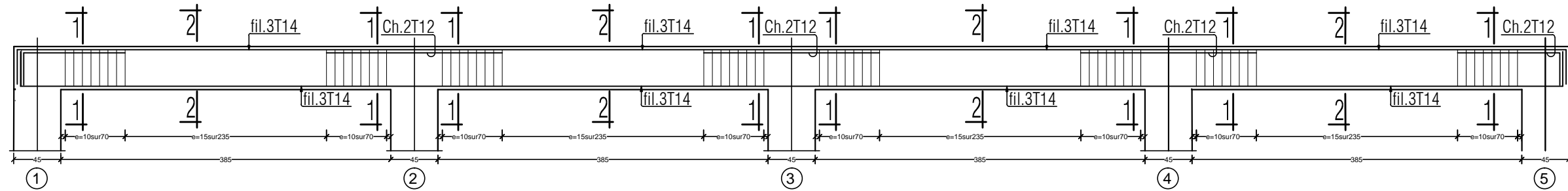
Coupe:A-A

Coupe:B-B

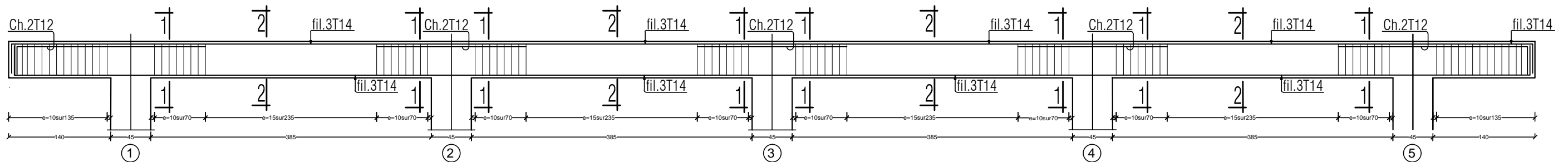


POUTRE PRINCIPALES (25*35).

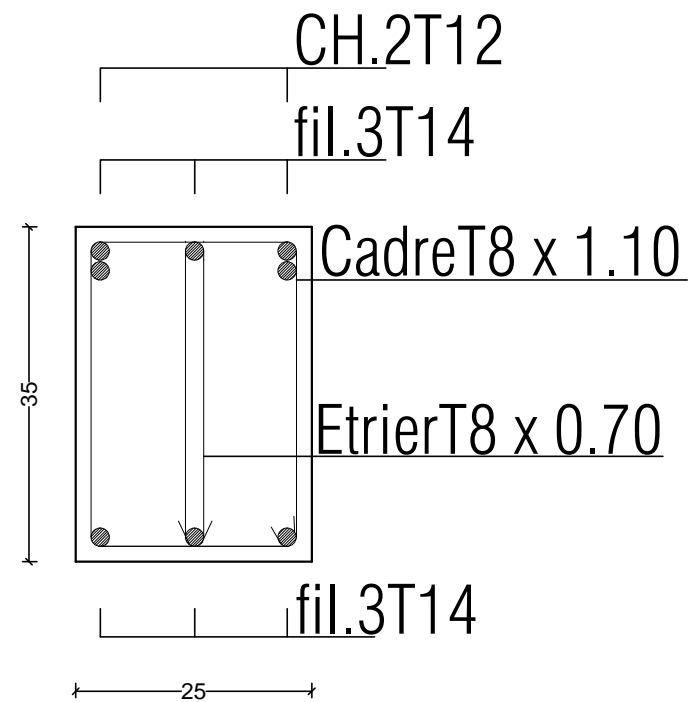
POUTRE PRINCIPALES (25*35) Fils: *A*,*H*.



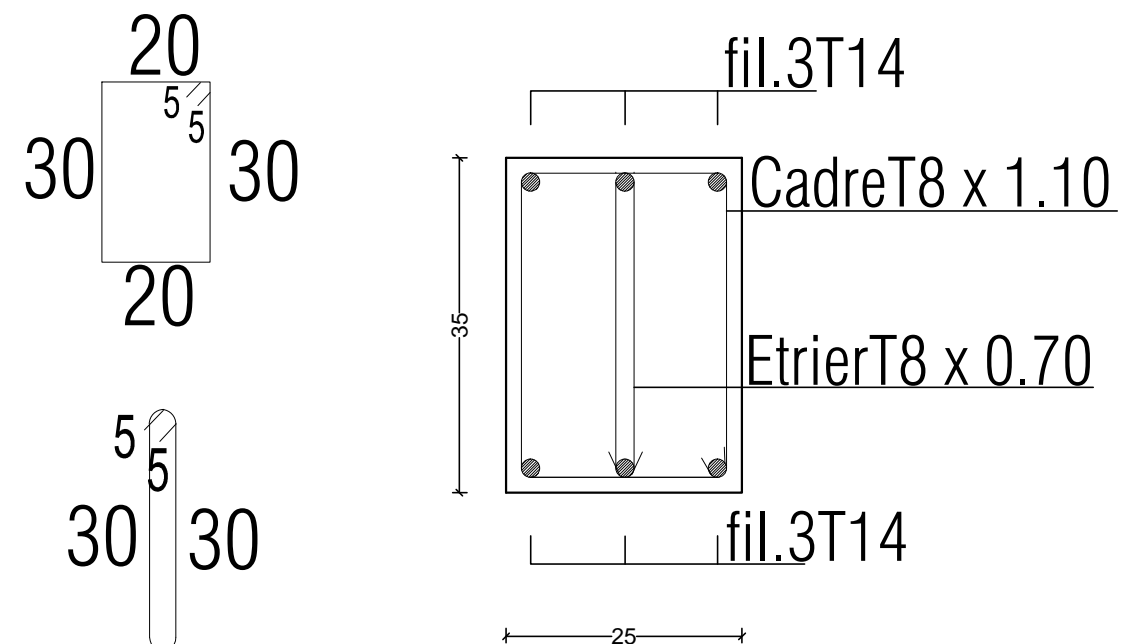
POUTRE PRINCIPALES (25*35) Fils: *B*,*C*,*D*,*E*,*F*,*G*.



COUPE 1-1

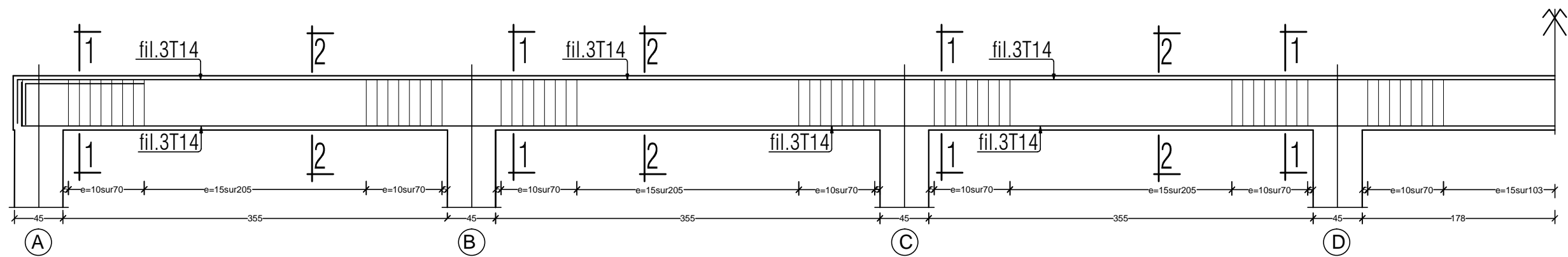


COUPE 2-2

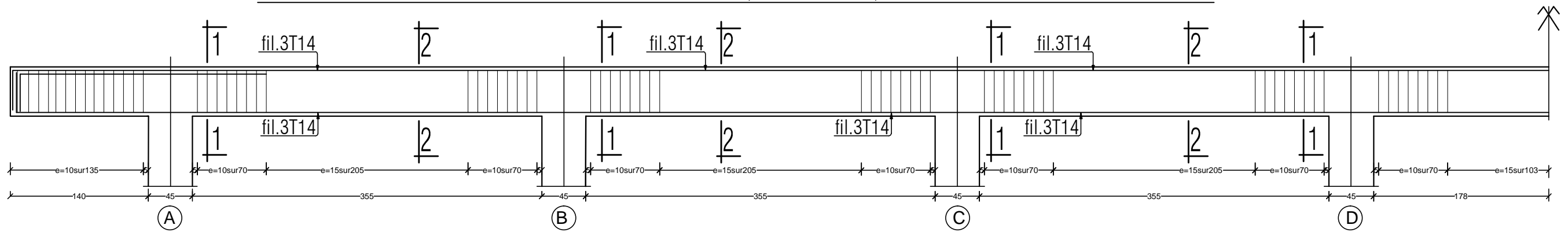


POUTRE SECONDAIRE (25*35).

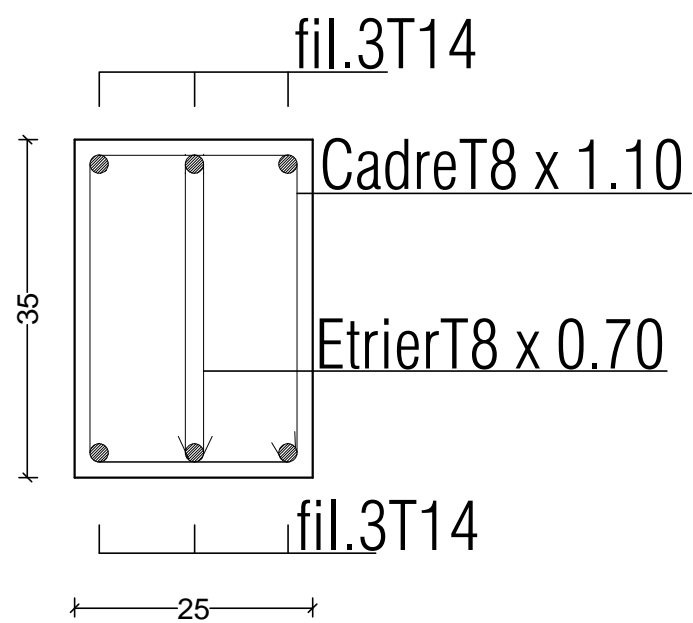
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils: *1*,*5*.



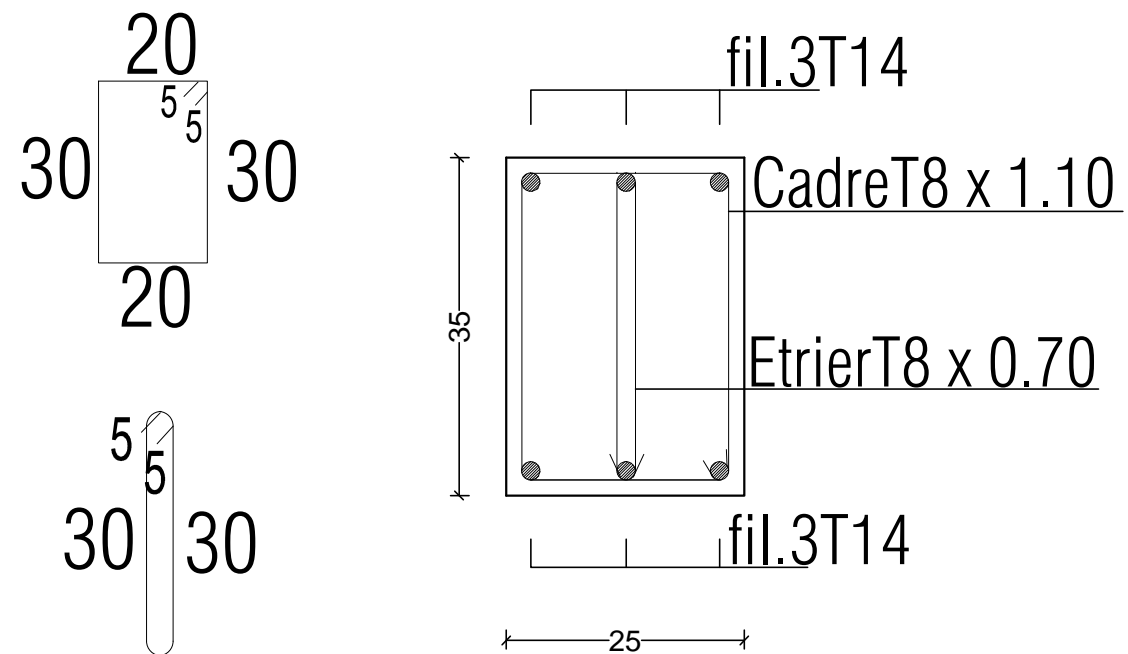
POUTRE SECONDAIRE (25*35) Fils:*2*,*3*,*4*.



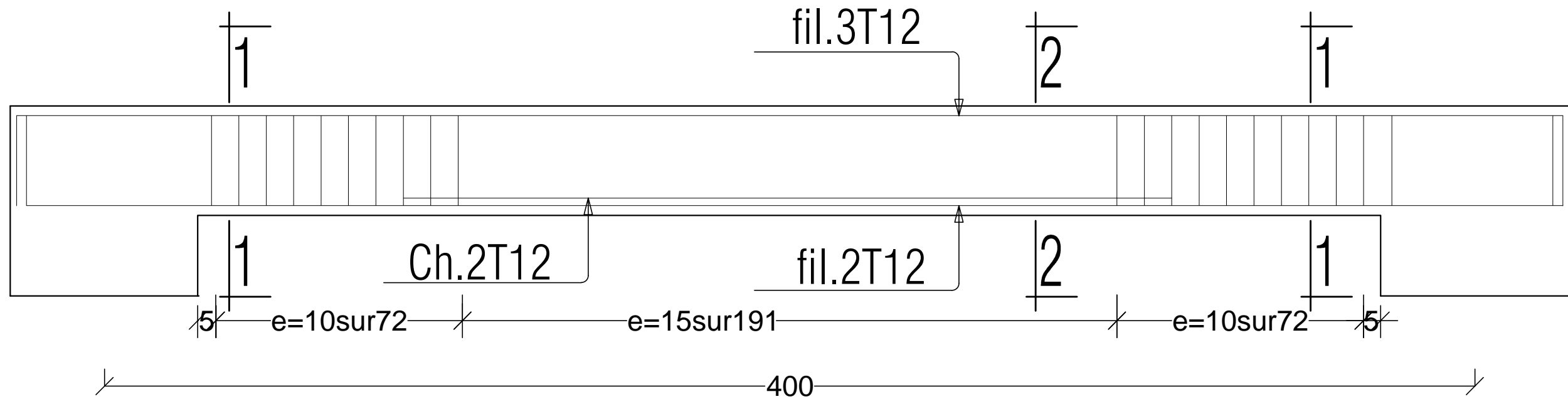
COUPE 1-1



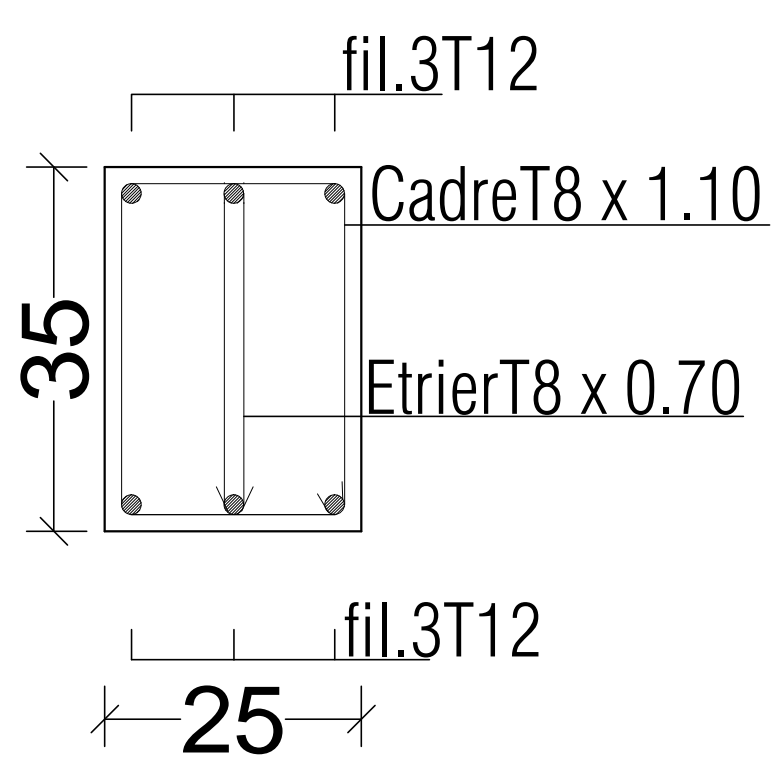
COUPE 2-2



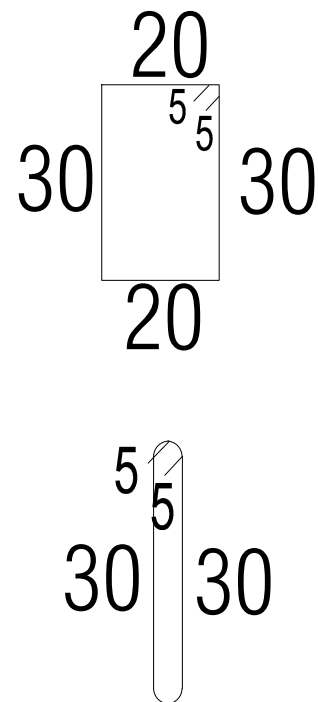
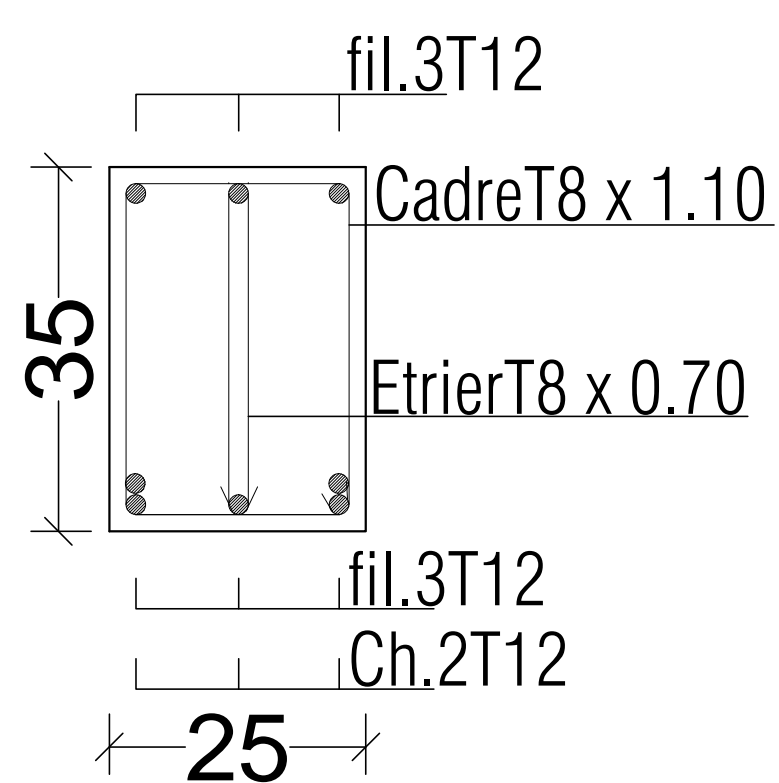
Poutre de chaînage (25X35)



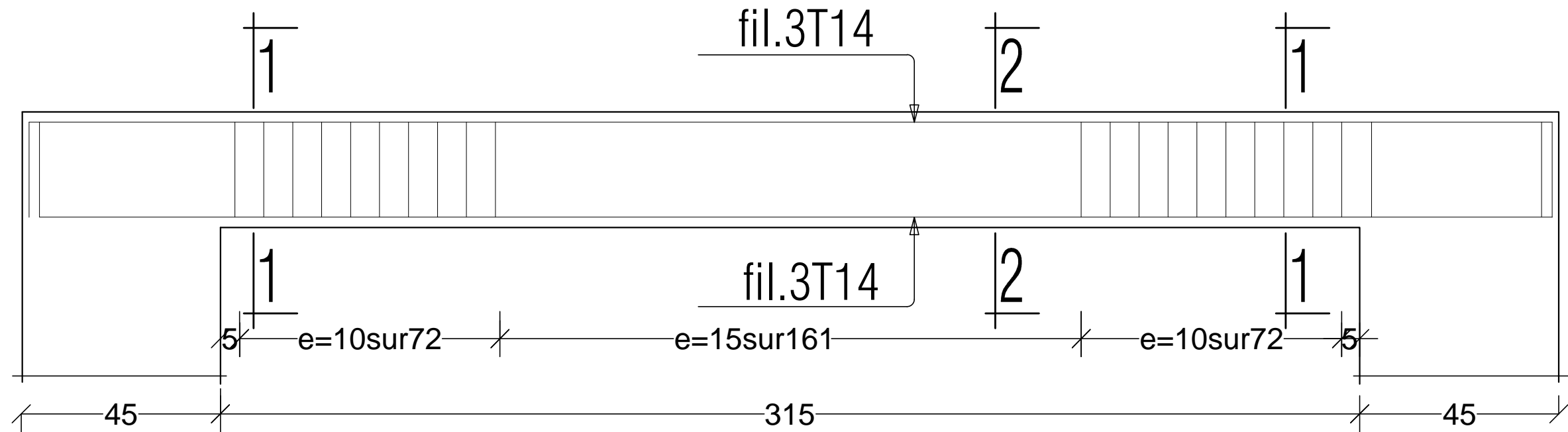
COUPE 1-1



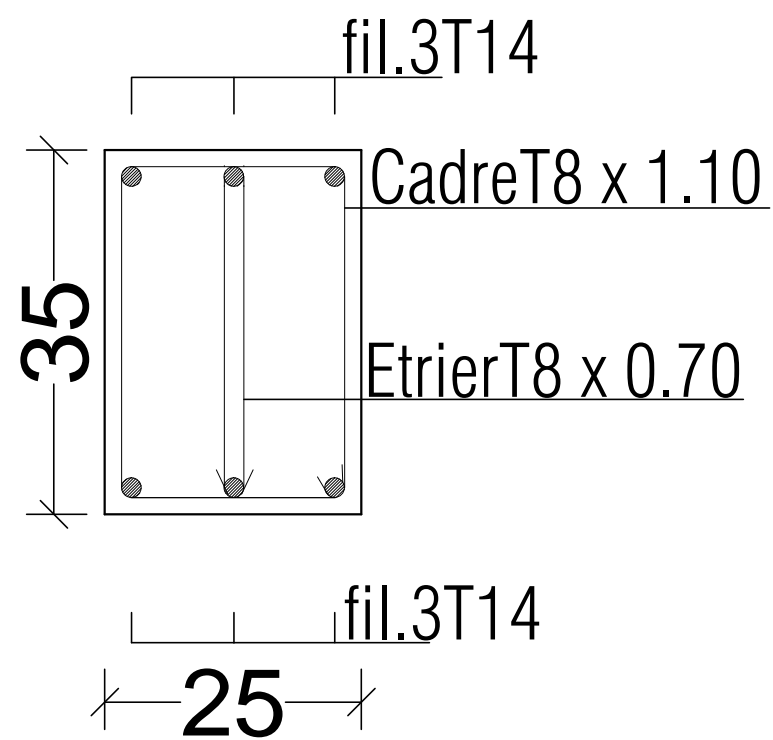
COUPE 2-2



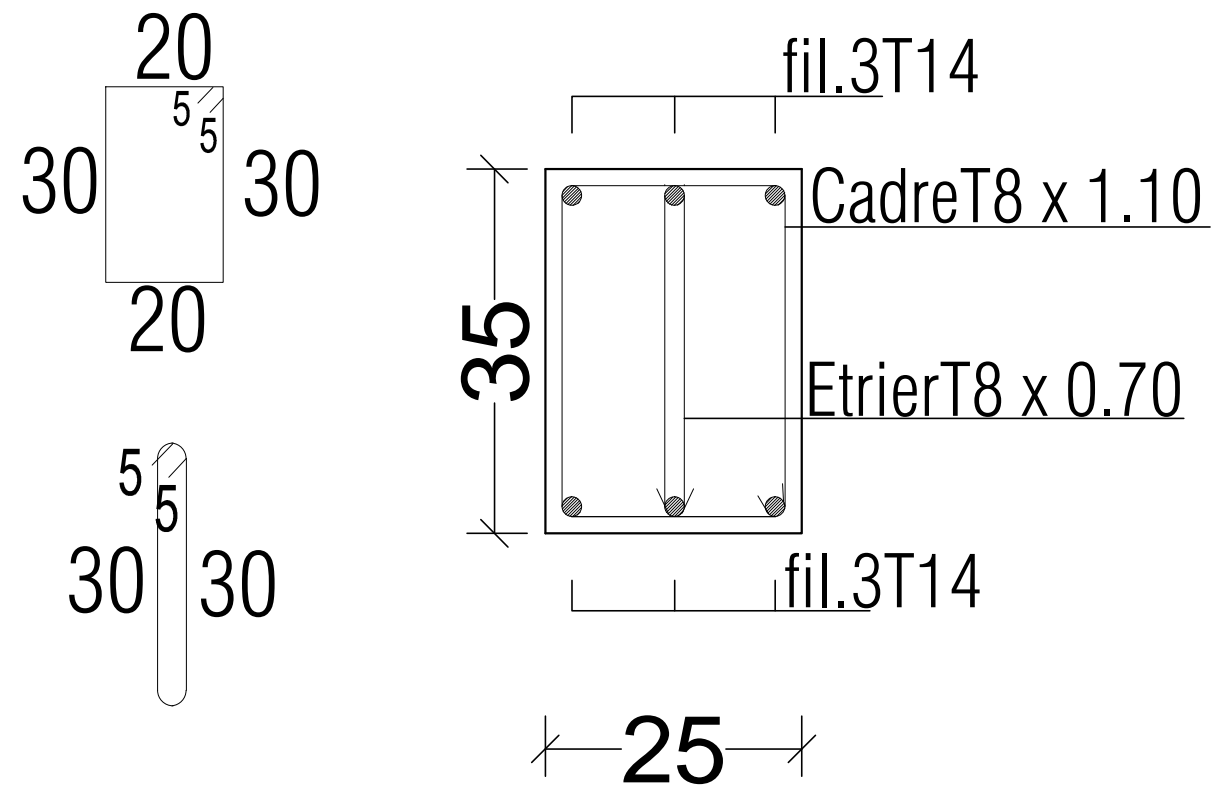
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X35)



COUPE 1-1

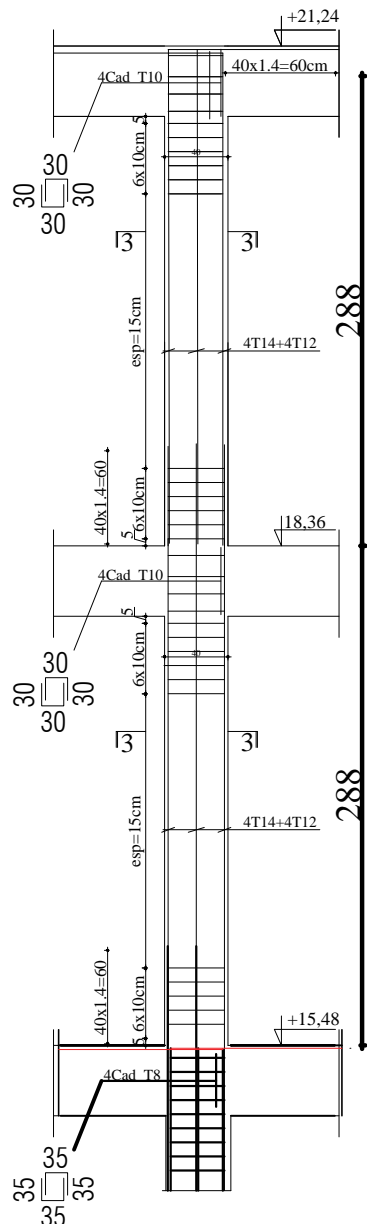


COUPE 2-2

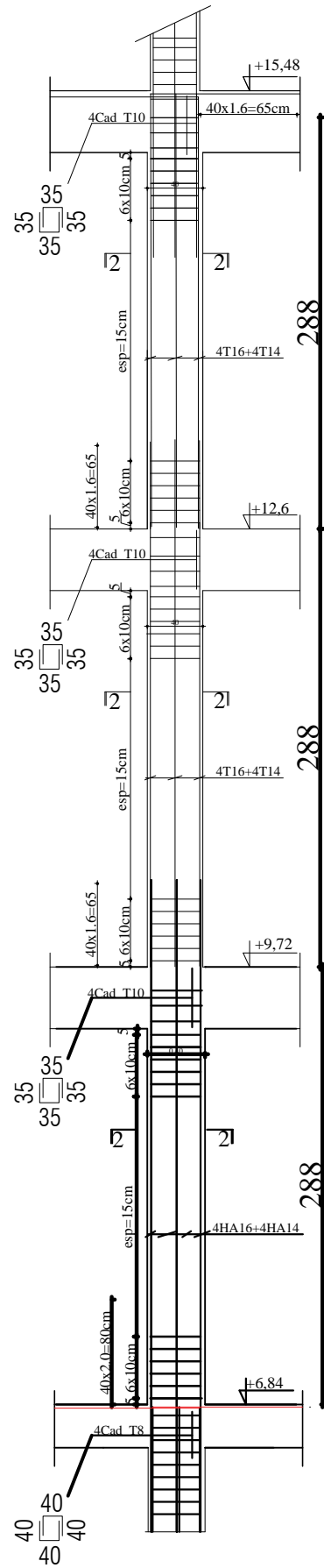


POTEAUX

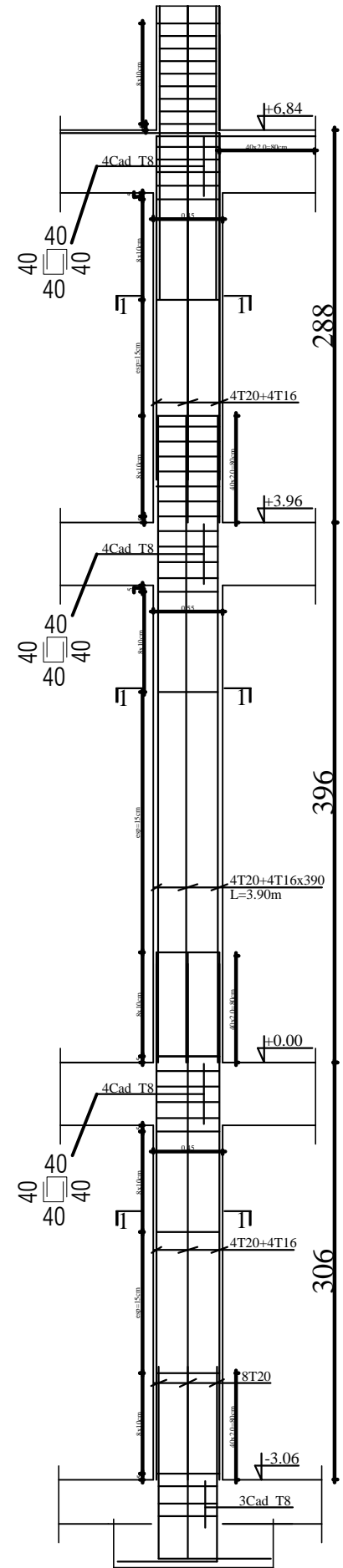
POTEAU 35*35



POTEAU 40*40

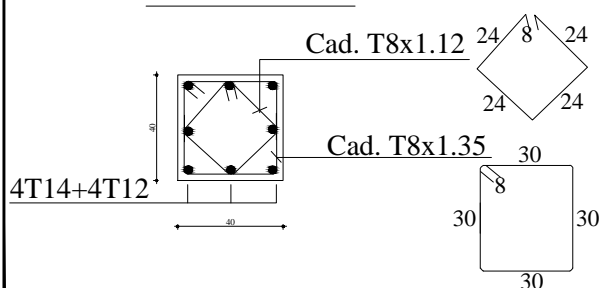


POTEAU 45*45



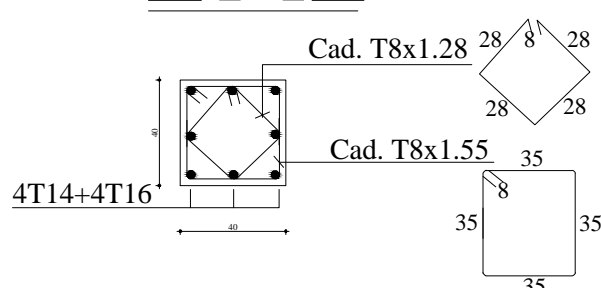
COUPE 3-3

3--3



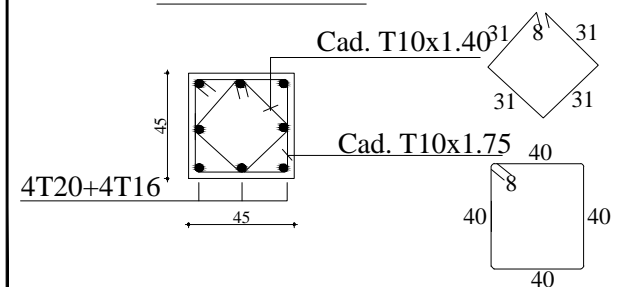
COUPE 2-2

2--2



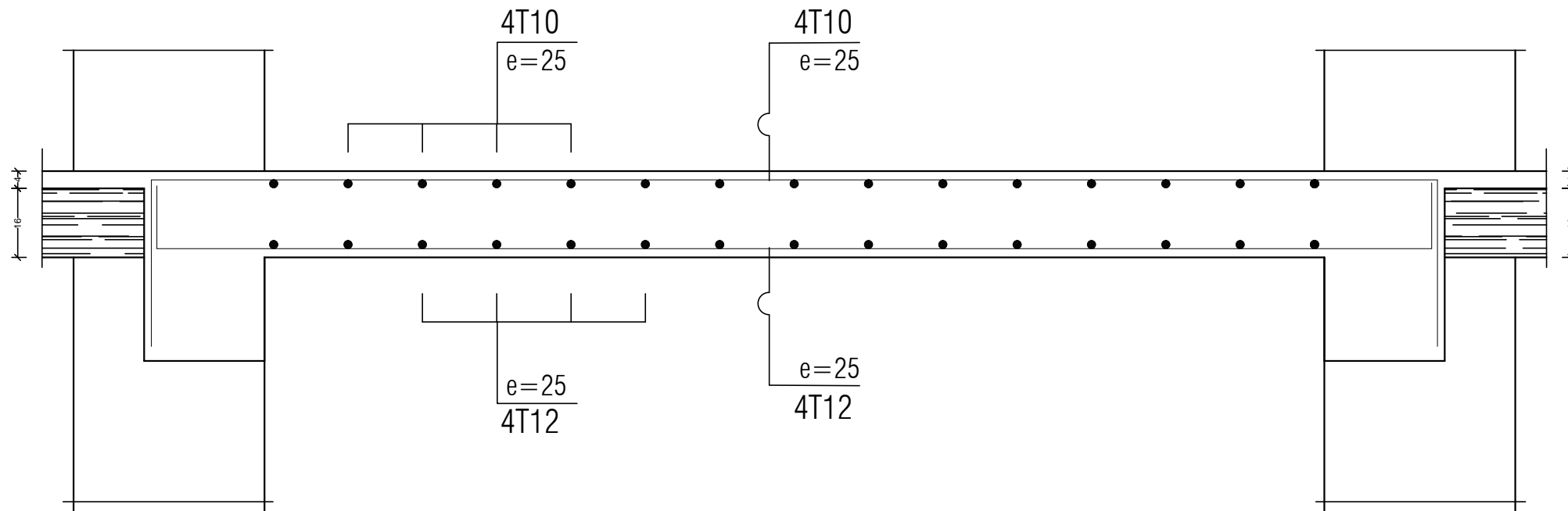
COUPE 1-1

1--1

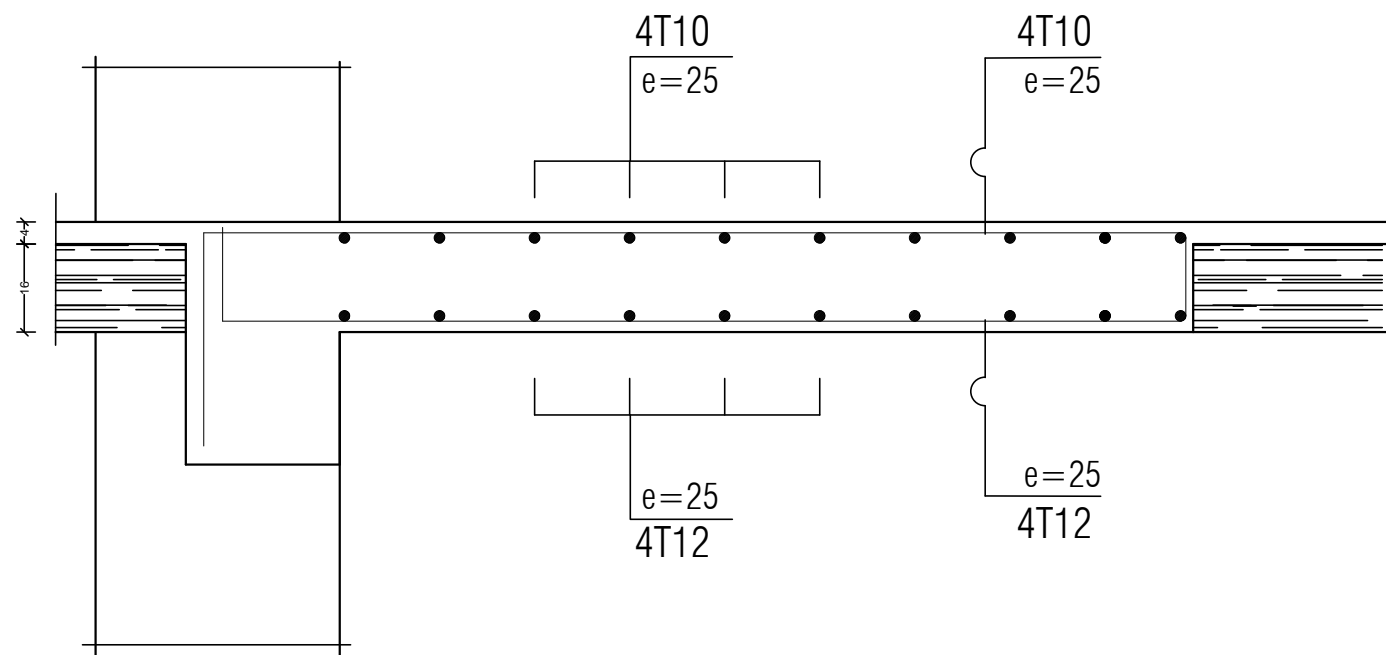


Ferrailage dalle salle machine

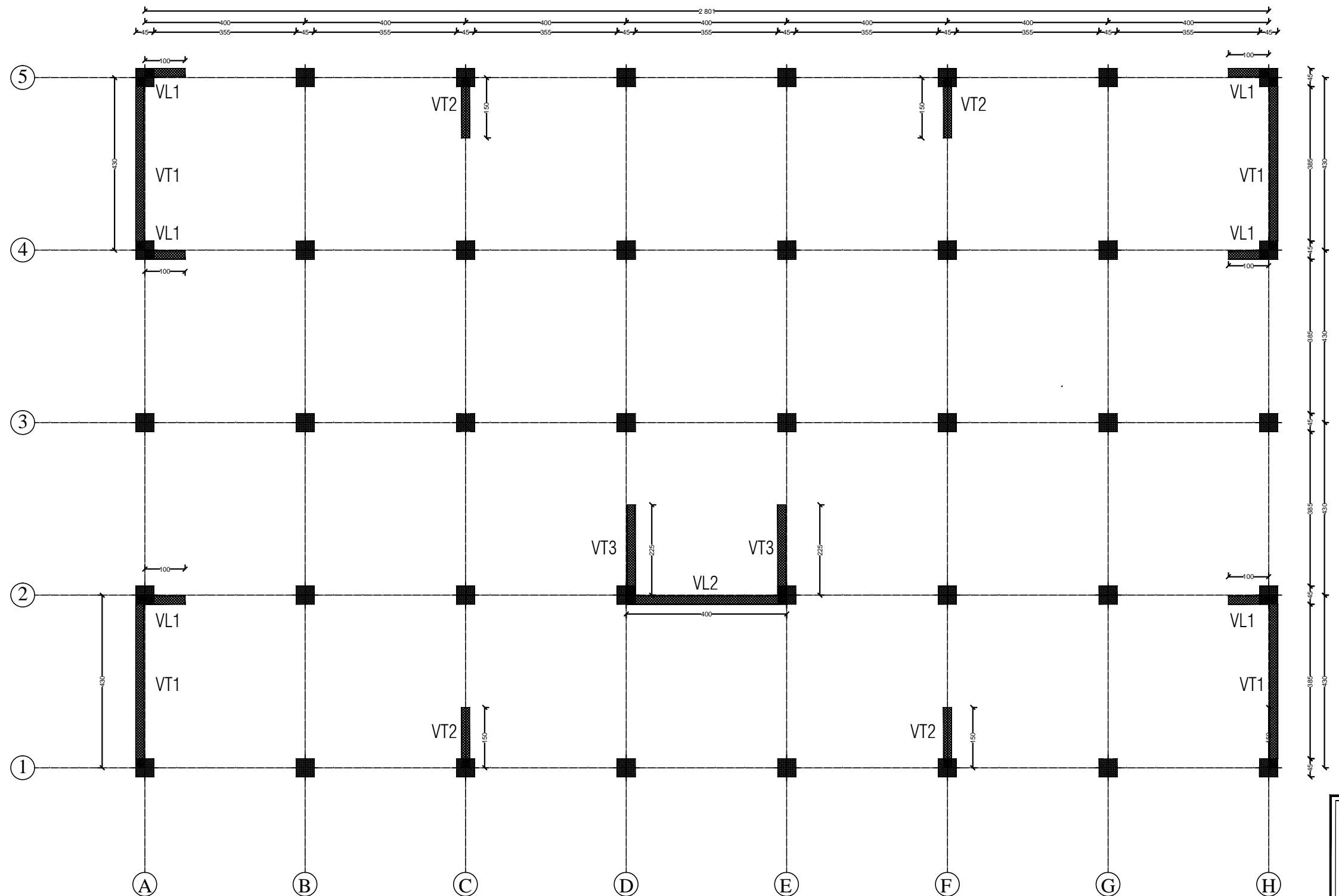
sens . Ly



sens Lx



PLAN DE DISPOSITION DES VOILES



NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
 d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
 e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+sous-sol** à usage d'habitation et commercial

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES

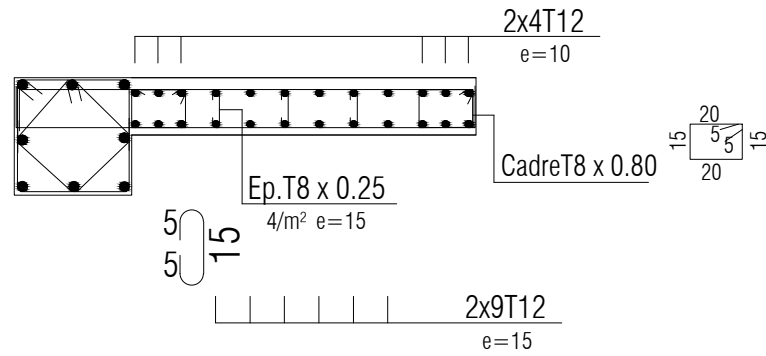
Réalise par : AKKACHE MELISSA
 SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

promotion :2021/ 2022

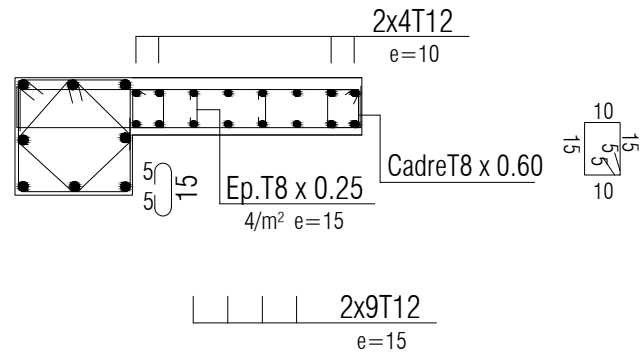
VOILE : VT2

Zone -I-



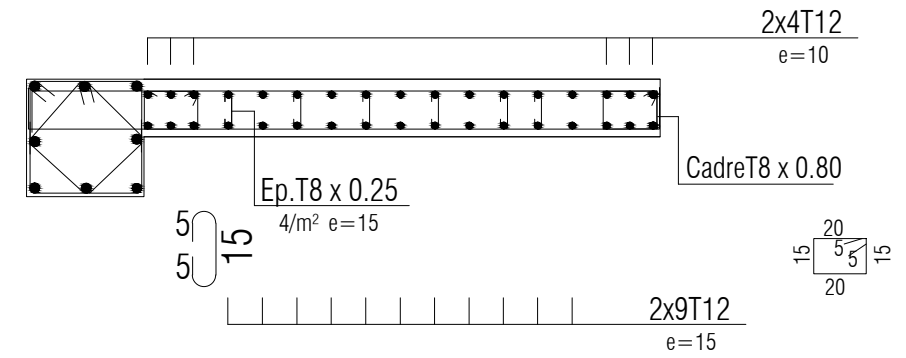
VOILE : VL1

Zone -I-

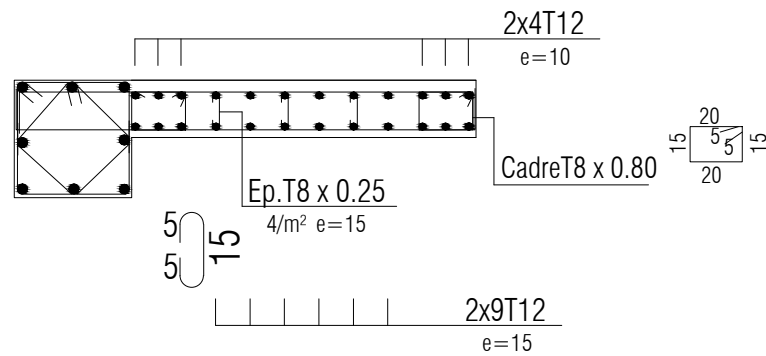


VOILE : VT3

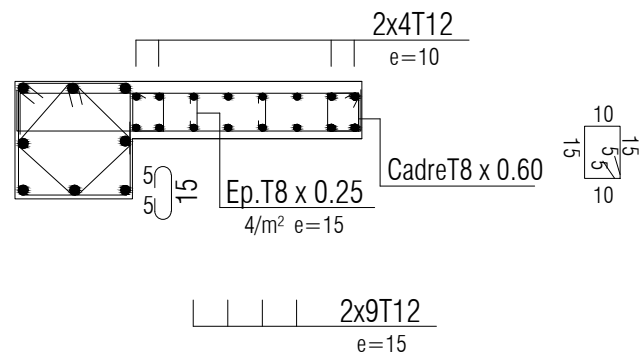
Zone -I-



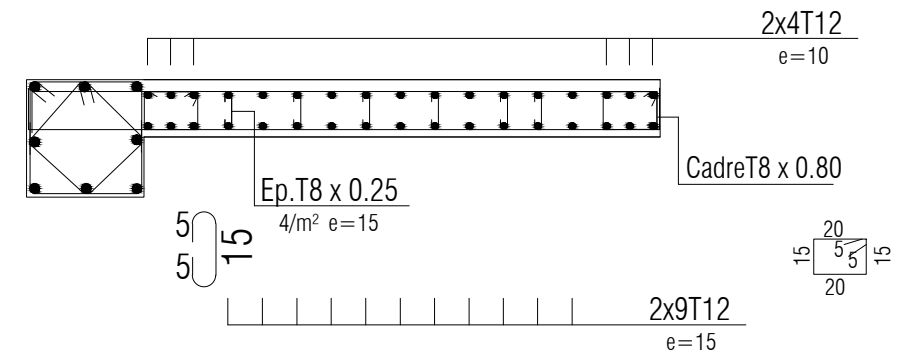
Zone -II-



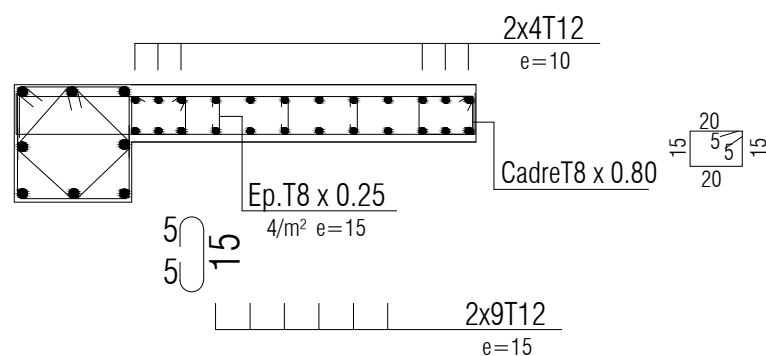
Zone -II-



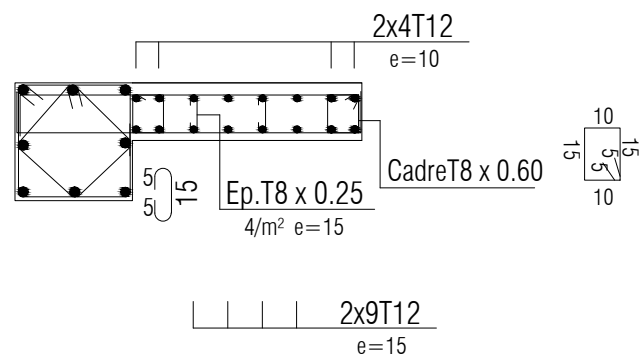
Zone -II-



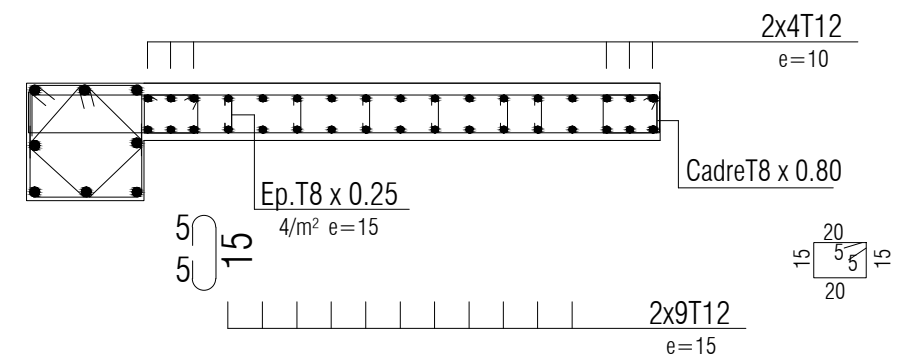
Zone -III-



Zone -III-

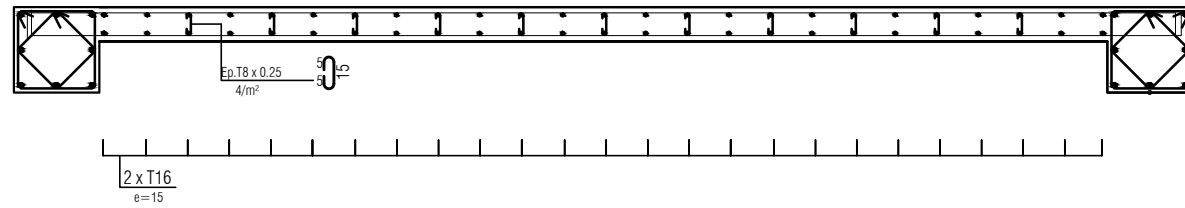


Zone -III-

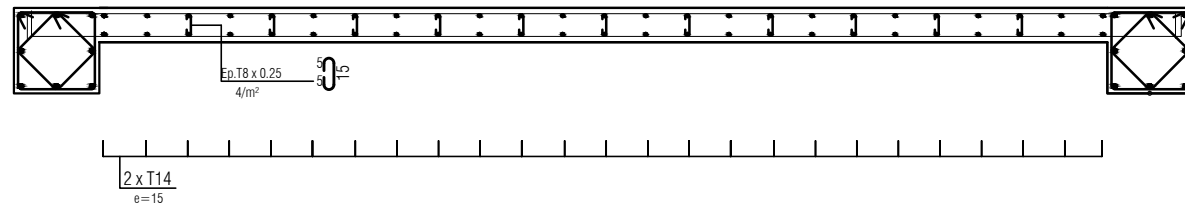


VOILE : VL2

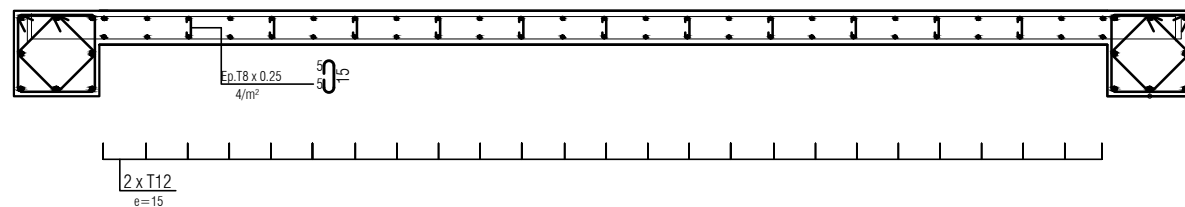
ZONE I



ZONE II

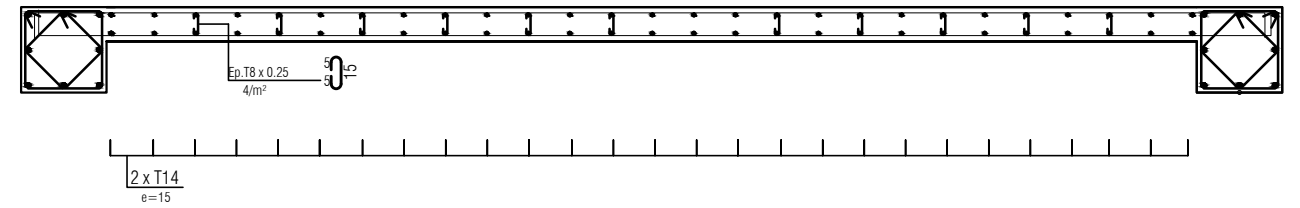


ZONE III

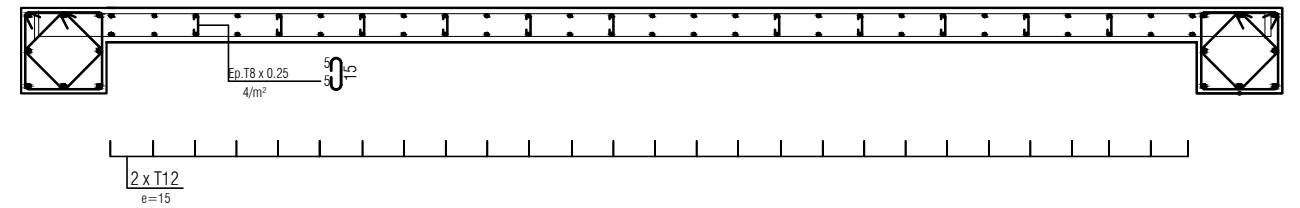


VOILE : VT1

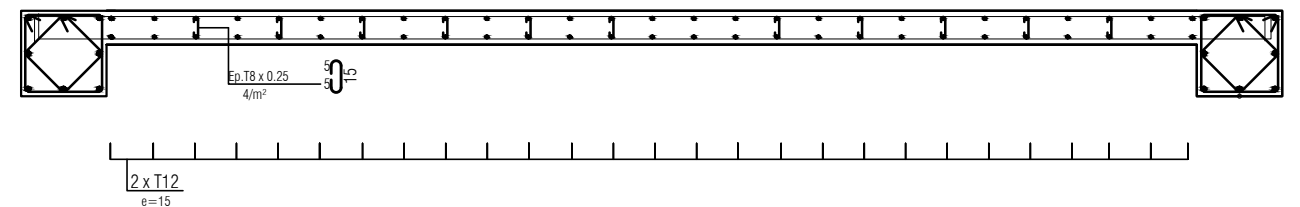
ZONE I



ZONE II

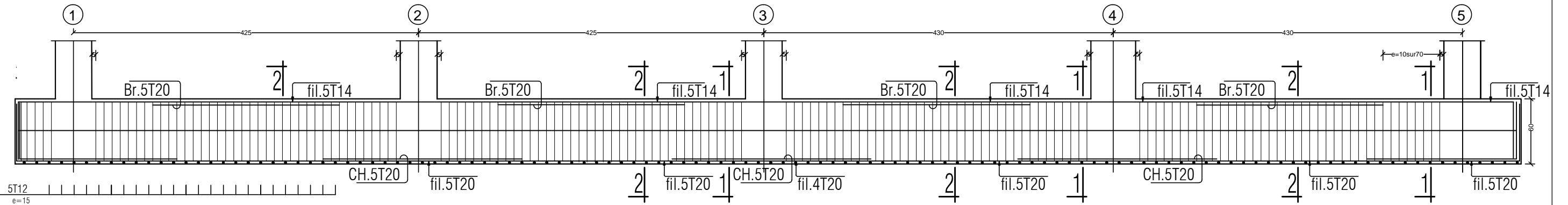


ZONE III

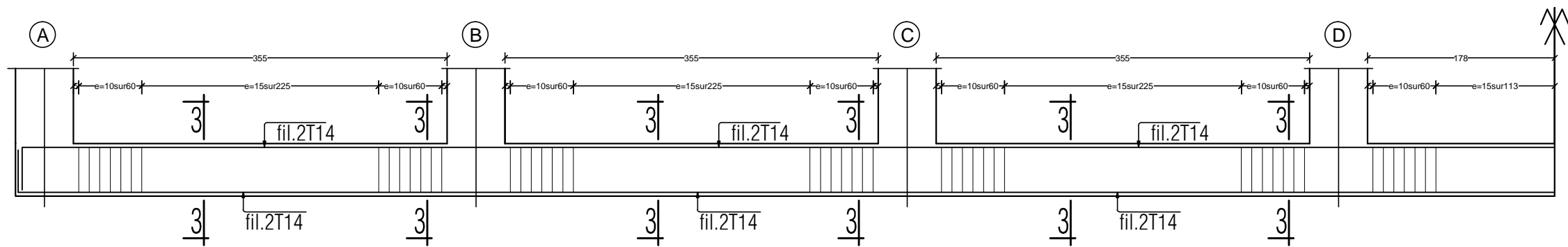


PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES SEMELLE FILANTES

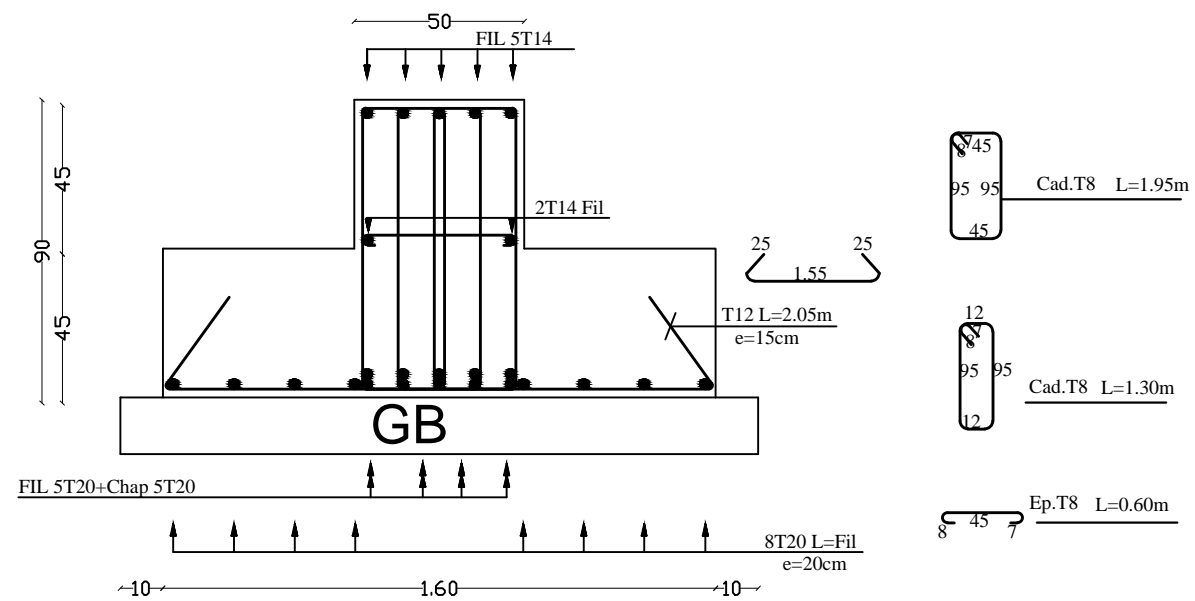
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRE DE RIGIDITE 50*90



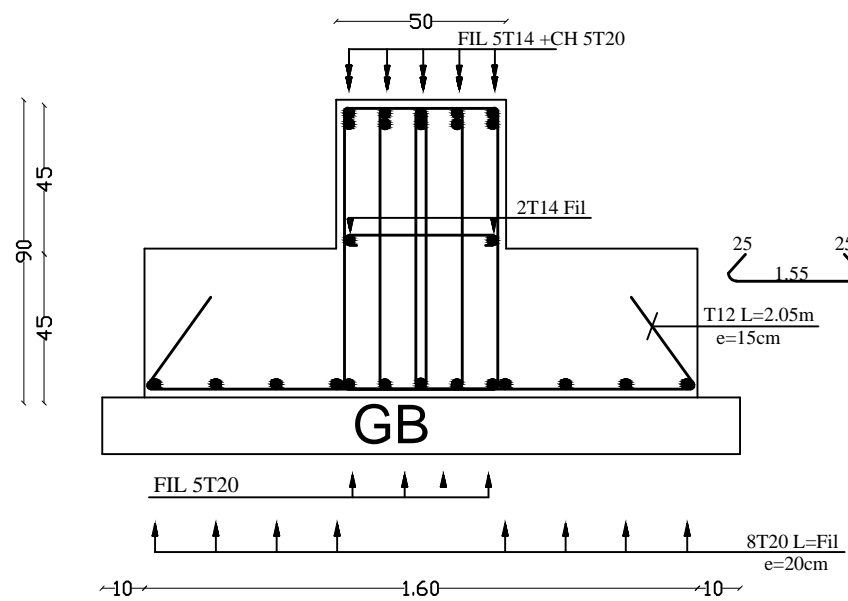
PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES LONGRINE 25*30



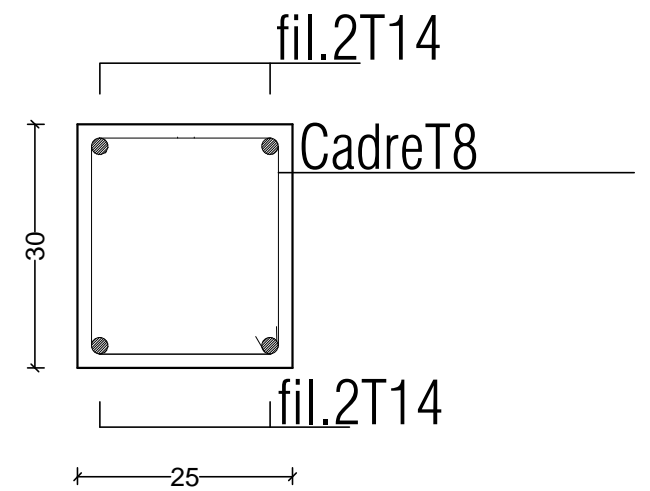
COUPE 1-1



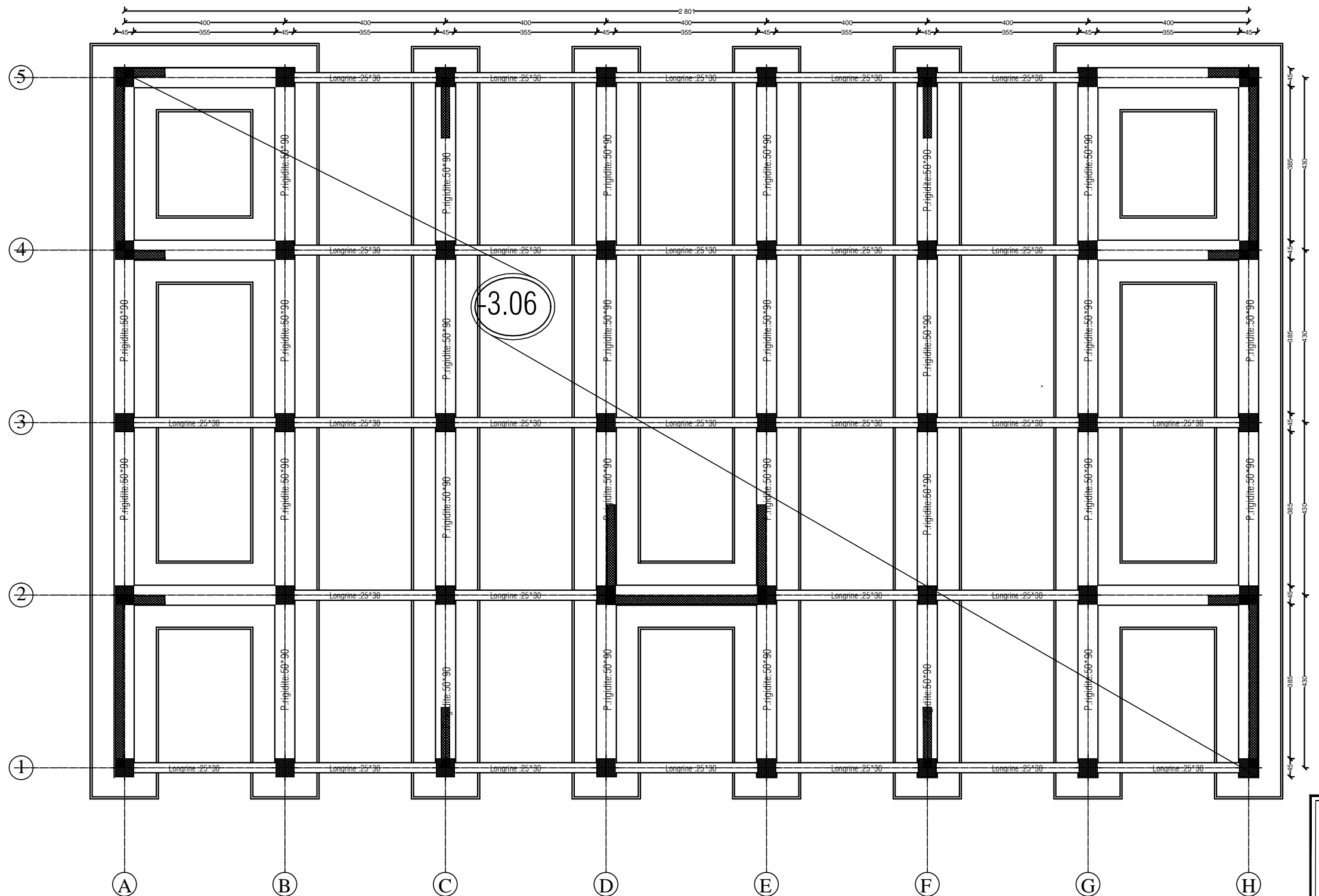
COUPE 2-2



COUPE 3-3



PLAN DE COFFRAGE FONDATION NIV :-3,06 m



NOTA:
 Caractéristique des matériaux :
 a) Le béton armé sera dosé à 350 kg/m³ de CPA 325
 Fc28=25Mpa.
 b) Le béton de propreté sera dosé à 150 kg/m³ de CPA 325.
 c) Acier Tor (Haute adhérence) $\sigma = 400\text{MPa}$
 d) Treillis soudés (T.S) $\sigma = 520\text{MPa}$
 e) Longueur de recouvrement est de 40 \varnothing

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE
 Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment **R+6+sous-sol** à
 usage d'habitation et commercial

PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

Réalise par : AKKACHE MELISSA
 SNAOUI SARAH

Encadrée par : Mme. AKMOUSSI

promotion :2021/ 2022

Ferrailage du mur plaque

3.06

