

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire

de Fin D'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

Etude d'un bâtiment (R+9+attique) à usage multiple
contreventé par voiles et portiques
(Application ETABS)

Dirigé par :

Mme HADDAD. MALEK.O

Réalisé par :

Melle : ZIDANE Nedjat

Melle: ZEROUROU Amina

Promotion 2019/2020

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Madame **HADDAD.MALEK. O** pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.*

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A LA MEMOIRE DE MON PAPA

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop à jeune âge j'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

A MA CHERE MERE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse Dieu, le très haut, t'accorde santé, bonheur et longue vie.

A MON CHER FRÈRE

Merci énormément pour ton soutien plus que précieux, ma vie ne serait pas aussi magique sans ta présence et ton amour.

Et A Tous mes amis (es).

A Toute la promotion de génie civil 2019 / 2020.

NEDJAT

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenue soit moralement ou financièrement, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études. Je prie Dieu le tout puissant de vous protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Ma chère sœur : Ryma . A qui je souhaite au passage beaucoup de bonheurs et un avenir brillant.

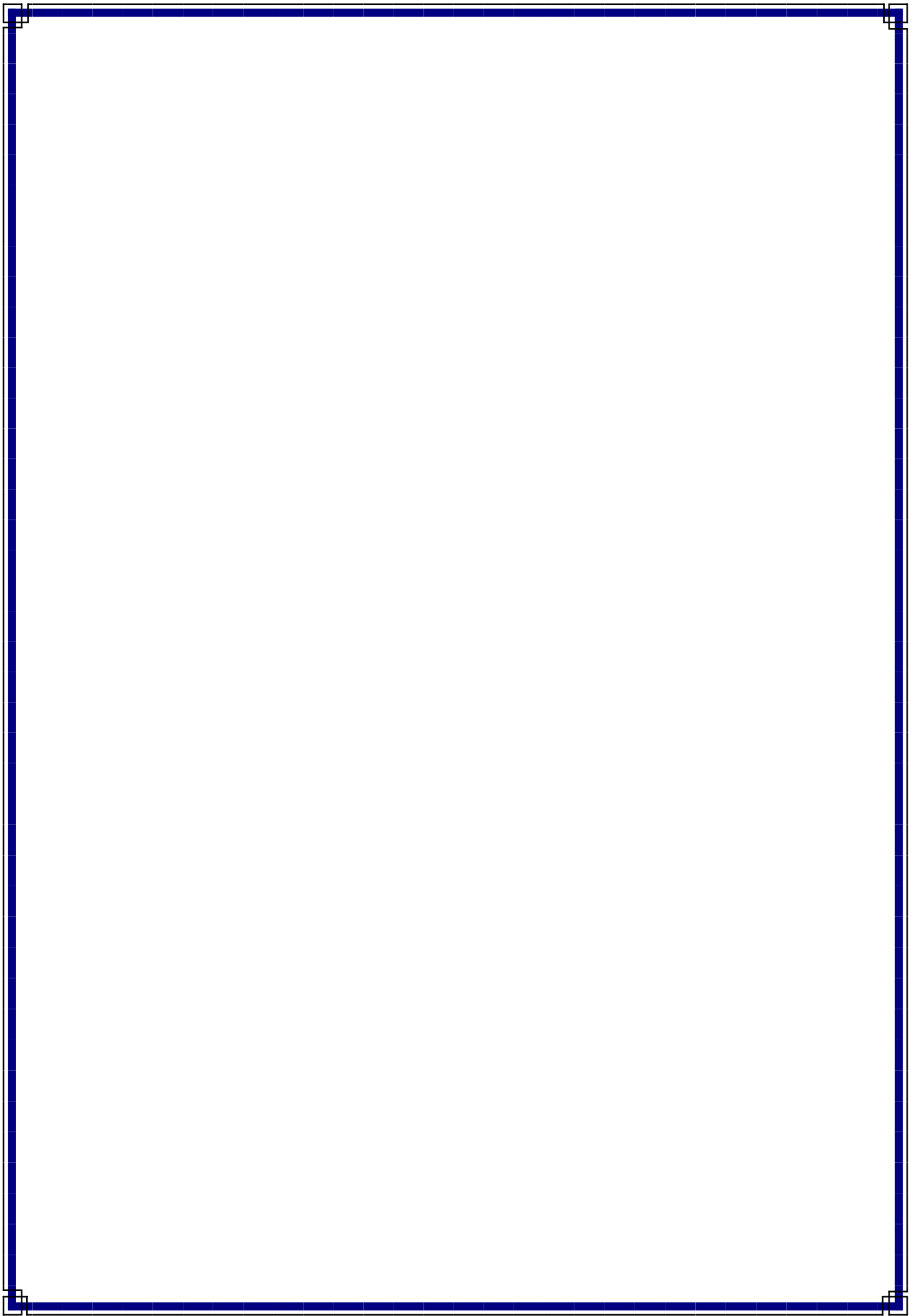
Mes chers frères : Rayane ; Omar ; Amine

A ma belle famille BOUBERRASE et mon mari Lamine

A Tous mes amis (es).

A Toute la promotion de génie civil 2019 / 2020.

AMINA



SOMMAIRE

<i>Introduction Générale</i>	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I	Introduction	2
I.1	Description de l'ouvrage.....	2
I.2	Caractéristiques géométriques	2
I.3	Réglementations utilisées	3
I.4	Eléments de l'ouvrage	3
I.5	Caractéristiques mécaniques des matériaux	5

Chapitre II : Pre-dimensionnement

INTRODUCTION:	14
II.1 Pré dimensionnement des planchers	14
II.1.1 Les planchers en corps creux	14
II.2 Dalles pleines	15
II.3 Pré dimensionnement des poutres	15
II.3.1 Poutres principales (PP)	16
II.3.2 Poutres secondaires (PS)	17
II.4 Pré dimensionnement des poteaux	18
II.5 Détermination des charges et surcharges	19
II.6 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	22
II.6.1 Surface d'influence	22
II.6.2 Poids propre des éléments	23
II.7 La loi de dégression des charges	24
II.8 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)	26
II.9 Pré dimensionnement des voiles	29

Chapitre III : Calculs Des Éléments

III.1	ACROTERE	32
III.1.1	Définition et rôle de l'acrotère	32
III.1.2	Caractéristiques géométriques de l'acrotère	32
III.1.3	Calcul des sollicitations	32
III.1.4	Les combinaisons de charges	33
III.1.5	Ferraillage de l'acrotère	33
III.1.5.1	Calcul à l'ELU	34
III.1.6	Vérifications à l'ELU	35
III.1.7	Vérification à l'ELS	38
III.2	PLANCHER	40
III.2.1	Calcul des planchers en corps creux	40
III.2.2	Calcul de la dalle de compression	40
III.2.3	Etude des poutrelles	41
III.2.3.1	Dimensionnement des poutrelles	41
III.2.3.2	. Calcul des poutrelles	42
III.2.4	Calcul du plancher étage de service	47
III.2.5	Vérification à l'ELU	52
III.3	Escaliers	59
III.3.1	Introduction	59
III.3.2	Dimensionnement.....	59
III.3.3	Détermination des Charges et surcharges	61
III.3.4	Calcul des efforts internes.....	63
III.3.4.1	Calcul à l'ELU	63
III.3.5	Ferraillage des paillasse	65
III.3.6	Vérifications à l'ELU	66
III.3.7	Calcul et vérification à l'ELS	68
III.4	Calcul de la poutre palière	74
III.4.1	Pré dimensionnement	74

III.4.2	Détermination des Charges et surcharges	75
III.4.3	Calcul des efforts internes	75
III.4.3.1	Calcul à l'ELU	75
III.4.4	Vérifications à l'ELU	79
III.4.5	Vérification à l'ELS	82
III.4.5.1	Calcul à l'ELS	82
III.4.5.2	Vérifications à l'ELS	85
III.5	Etude de poutre chainage	88
III.5.1	Pré dimensionnement	88
III.5.2	Détermination des charges et surcharges	88
III.5.3	Combinaison de charges	88
III.5.4	Calculs a l'ELU	89
III.5.5	Ferraillage à ELU	90
III.5.5.1	Les armatures longitudinales	90
III.5.5.2	Les armatures transversales	91
III.5.6	Vérification à ELU	91
III.5.7	Calcul et vérification à ELS	93
III.6	La salle machine.....	96
III.6.1	Introduction	96
III.6.2	. Dimensionnement.....	96
III.6.3	Calcul de sollicitation.....	96
III.6.3.1	Moments dus au poids propre	97
III.6.3.2	Moments dues à la charge localisée	98
III.6.3.3	Superposition des moments	99
III.6.4	Ferraillage	99
III.6.5	Vérification à L'E.L. U	101
III.6.6	Vérification a l'ELS	103
III.7	Calcul des dalles pleines	105
III.7.1	Pré dimensionnement de la dalle pleine	105
III.7.2	Détermination des charges et des surcharges	106
III.7.3	Combinaisons de charges	106
III.7.4	Calcul a l'ELU	106

III.7.5	Ferraillage à l'ELU	107
III.7.6	Vérifications à l'ELU	108
III.7.7	Calcul a l'ELS	110
III.7.8	Vérification à l'ELS	110

Chapitre IV : Présentation de logiciel

IV.1	Généralités sur le logiciel	113
IV.2	Description du logiciel.....	113
IV.3	Etapas de modélisation	113

Chapitre V : Vérification RPA

V.1	Choix de la méthode de calcul.....	127
V.2	Justification du système de contreventement	128
V.3	Vérification.....	129
V.3.1	Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4)	129
V.3.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	129
V.3.3	-Vérification de l'excentricité	132
V.3.4	Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3. RPA99/2003).....	132
V.3.5	Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003)	133
V.3.6	Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003)	134

Chapitre VI : Poteaux

VI.1	Introduction	135
VI.2	Recommandations du RPA	135
VI.3	Etapas de calcul en flexion composé à l'ELU	138
VI.4	Calcul des armatures longitudinales a l'ELU	142
VI.5	Vérifications à l'ELU	144
VI.6	Vérifications à l'ELS	151

Chapitre VII : Poutres

VII.1	Introduction.....	156
VII.2	Recommandations et exigences du RPA	156
VII.3	Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	157
VII.4	Exemple de calcul	158
VII.5	Vérifications à l'ELU	160
VII.6	Vérifications à L'ELS	162

Chapitre VIII : Voiles

VIII.1	Introduction	165
VIII.2	Combinaisons d'actions	165
VIII.3	Exposé de la méthode	165
VIII.4	Armatures verticales	166
VIII.5	Armatures horizontales	167
VIII.6	Armatures transversales	168
VIII.7	Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)	168
VIII.8	Armatures du potelet.....	168
VIII.9	Dispositions constructives	168
VIII.10	Exemple de calcul	169

Chapitre IX : Fondations

IX.1	Introduction	175
IX.2	Etude géotechnique du sol	175
IX.3	Choix du type de fondation.....	175
IX.4	Calcul des semelles	175
IX.4.1	Semelles filantes	175
IX.5	Calcul du radier général	179
IX.5.1	Pré-dimensionnement du radier	179
IX.5.2	Détermination de la surface nécessaire du radier	181
IX.5.3	Détermination des efforts à la base du radier	182

IX.5.4	Calcul des caractéristiques géométriques du radier	184
IX.6	Vérification à l'ELU	184
IX.7	Ferraillage du radier	188
IX.7.1	Calcul des armatures à l'ELU	189
IX.7.2	Vérification à l'ELU	192
IX.7.3	Vérification à l'ELS	192
IX.8	Ferraillage du débord	194
IX.8.1	Sollicitation de calcul	195
IX.8.2	VII.6.2 Calcul des armatures	195
IX.9	Calcul des nervures	195
IX.9.1	Détermination des charges	196
IX.9.2	Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant (obtenu par le logiciel ETABS).....	199
IX.9.3	Calcul des armatures	201
IX.9.4	Vérification à l'ELU	202
IX.9.5	Vérification à l'ELS	204
Conclusion	générale	206

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1 Diagramme simplifié contraintes déformation du béton à l'ELE	7
Figure I-2 Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS	8
Figure I-3 Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.	12

Chapitre II : Pre-dimensionnement

Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.	14
Figure II-2 : Dimensionnement de la poutre.	17
Figure II-3 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible).	19
Figure II-4 : Table pleine de balcon	20
Figure II-5 : Plancher d'étage courant.....	20
Figure II-6 : Acrotère.	22
Figure II-7 : Surface d'influence.....	22
Figure II-8 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.	25
Figure II-9 : Section réduite du voile.	29
Figure II-10 Récapitulatif des prédimensionnements.	31

Chapitre III : Calculs Des Éléments

Figure III-1 : coupe transversale de l'acrotère.	32
Figure III-2 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)	33
Figure III-3 : Schéma statique de calcul de l'acrotère.....	34
Figure III-4 : coupe transversale du plancher.....	40
Figure III-5 : Surfaces revenant aux poutrelles.....	41
Figure III-6 Exposition de la méthode des trois moments.	46
Figure III-7 Schéma statique de la poutrelle à étudier.	48
Figure III-8 : Diagramme des moments à L'ELU	49
Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants.....	50
Figure III-10 : Schéma statique de la poutrelle.	55
Figure III-11 : Diagramme des moments à l'ELS	56
Figure III-12 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	56
Figure III-13 : Plan de ferrailage du plancher.	58

Figure III-14 : Schéma des escaliers droits	59
Figure III-15 : Coupe transversale sur les escaliers.	60
Figure III-16 : Schéma statique de l'escalier.	63
Figure III-17 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS	69
Figure III-18 : Coupe longitudinal dans la paillasse.	71
Figure III-19 : Répartition des charges.....	75
Figure III-20 : Schéma statique de calcul de la poutre palière à L'ELU.....	75
Figure III-21 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELU ;	78
Figure III-22 : Schéma statique à L'ELS.	82
Figure III-23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.	85
Figure III-24 : schéma statique de la poutre chainage a l'ELU.....	89
Figure III-25 : Schéma statique de la poutre chainage a l'ELS.....	93
Figure III-26 : Diagramme des efforts internes de la poutre de chainage à L'ELS ;	94

Chapitre VIII : Voiles

Figure VIII-1 : Disposition des armatures verticales du voile.	168
---	-----

Chapitre IX : Fondations

Figure IX-1 : Coupe verticale sur radier.	181
Figure IX-2 : Schéma statique du débord.....	195
Figure IX-3 : Présentation des charges simplifiées.....	196
Figure IX-4 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée.....	197
Figure IX-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée.....	198
Figure IX-6 : Les efforts internes dans les nervures.	201
Figure IX-7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.	205

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 Caractéristique géométrique du bâtiment.	2
Tableau I-2 Caractéristiques des aciers	10
Tableau I-3 Limite d'élasticité des aciers utilisés	11

Chapitre II : Pre-dimensionnement

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.	17
Tableau II-2 : charges permanentes du plancher terrasse.....	19
Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher dalle pleine.....	20
Tableau II-4: Caractéristiques des éléments du plancher corps creux.	21
Tableau II-5: Caractéristiques des éléments du mur extérieur.	21
Tableau II-6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.	21
Tableau II-7 : les charges d'exploitation.....	22
Tableau II-8 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$	24
Tableau II-9 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.	26
Tableau II-10 : Vérification au flambement.....	28

Chapitre III : Calculs Des Éléments

Tableau III-1 : Moment en travée.....	48
Tableau III-2 : Calcul des efforts tranchantes.	49
Tableau III-3 : Détermination du poids propre de la volée	62
Tableau III-4 : Détermination du poids propre du palier	62

Chapitre V : Vérification RPA

Tableau V-I pourcentage de la participation de la masse modale	129
V-II tableau de l'excentricité	132
V-III tableau du déplacement latérale inter étage	133
V-IV tableau de l'effet $P - \Delta$	134

Chapitre VI : Poteaux

Tableau VI-1 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	135
Tableau VI-2: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA	136
Tableau VI-3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.	143
Tableau VI-4 : : Calcul de λ_g pour les différents niveaux.....	146
Tableau VI-5 : Calcul des sections transversales.	148
Tableau VI-6 : Vérification au cisaillement.	150
Tableau VI-7 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS.	152
Tableau VI-8 : Vérification des contraintes à l'ELS	154

Chapitre VII : Poutres

Tableau VII-1 : le pourcentage total des aciers longitudinaux.....	156
Tableau VII-2 : Ferrailage des poutres.....	159
Tableau VII-3 : vérification des armatures transversal.	159
Tableau VII-4 : Condition de non-fragilité du béton de la section.	160
Tableau VII-5 : Vérification au cisaillement.....	160
Tableau VII-6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton	161
Tableau VII-7 : Vérifications des contraintes à l'ELS.	164

Chapitre IX : Fondations

Tableau IX-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	176
Tableau IX-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	176
Tableau IX-3 : Résultats des charges sous poteaux.	177

A large blue rectangular graphic with rounded corners, designed to look like a scroll. It features a vertical strip on the left side that extends downwards, and small circular details at the top corners suggesting the scroll's binding.

Introduction

Générale

Introduction Générale

Le domaine de génie civil, dans sa finition, couvre l'ensemble des techniques et des procédés du domaine de la construction.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel, pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante pour cause les effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateur vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitation, ponts, routes ...)

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (R+9+attique) à usage multiple (commerce, bureautique et habitation), contreventé par des portiques et des voiles et qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi qu'assurer la sécurité des usagers, pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismiques Algérien (RPA99, modifiée en 2003). Les techniques de conception et des calculs des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91, modifié 99).

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier, nous nous intéressons ensuite à l'étude statique générale du bâtiment, prédimensionnement des éléments de la structure.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel «ETABS» qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisations, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder aux ferraillages et aux vérifications de différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution .

A blue scroll graphic with a vertical strip on the left and a horizontal strip across the middle. The scroll has rounded ends and a slight 3D effect with a darker blue shadow on the right side of the horizontal strip.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.1) Description de l'ouvrage

Ce présent projet consiste à l'étude d'une structure (R+9+attique) à usage multiple (commerce, bureautique et habitation), classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) selon la classification du **RPA 99/version2003 (Article 3.2)**.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de TIZI-OUZOU, qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité) **RPA 99/version2003 (Article 3.1)**.

La structure est composée :

- D'un RDC à usage commercial.
- 1^{er} étage à usage service.
- Les autres niveaux sont à usage habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par la cage d'escalier et l'ascenseur.

I.2) Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions ;

Longueur totale du bâtiment	26.5 m
Largeur totale du bâtiment	15.55 m
Hauteur totale du bâtiment	37.60 m
Hauteur du RDC	4.08 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

Tableau I-1 Caractéristique géométrique du bâtiment.

I.3 Réglementations utilisées :

L'étude sera menée selon les règles suivantes :

- Règles parasismique algériennes (**RPA99 /version 2003**)
- Règles technique de conception de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL91révisé 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**).

I.4 Eléments de l'ouvrage :

1. Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant d'un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

➤ Planchers :

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- _ La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- _ La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- _ L'isolation thermique et phonique ;
- _ Support des plafonds et revêtements ;

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b) Dalles pleines en béton armé :

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

2. Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, destinée à assurer l'accès aux différents étages.

3. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

4. Maçonnerie :

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

➤ Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparée par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

➤ Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparations des appartements.

5. Les revêtements :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les planchers courants et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau et cuisine.
- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour crépissage des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.

6. 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.

7. Fondations :

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

Le choix du type de fondation que nous utiliserons pour notre présent projet ne peut être déterminé qu'après le calcul et après avoir effectué la descente de charges.

Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- ❖ Un effort normal (charge vertical centrée descendante ou ascendante).
- ❖ 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.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91révisé99**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA99 version 2003**)

1) Le Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (Ciment) de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvant, le béton est défini par sa résistance caractéristique désigné par **fc28** (résistance à la compression à 28 jours) et de sa résistance à la traction déduite de celle de la compression.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

❖ Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (Essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dite: résistance caractéristique à la compression et noté **fc28**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \rightarrow f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Avec } j : \text{ nombre de jours}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ car celle-ci est facilement atteinte sur les chantiers faisant objet d'un control régulier.

❖ **Résistance caractéristique à la traction « f_{tj} » (Art A2.112 BAEL91révisé99) :**

La résistance caractéristique à la traction à j jour notée f_{tj} est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj}=0,6+0,06f_{cj} [MPa] \quad \text{d'où : } f_{t28}= 2.1 \text{ MPa}$$

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

❖ **Etats limites du béton :**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont bases sur la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

Il existe 2 types des états limites :

a. État limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

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

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3, 41 BAEL 91/revisé99**) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} [MPa]$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \rightarrow & \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow & \text{situation courante.} \end{cases}$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est } > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application est entre 1h et 24 heures ;} \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application est } < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc}=14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bc}=18.48$ [MPa]

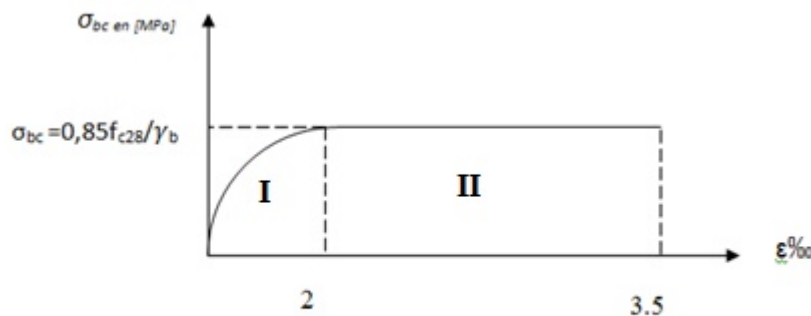


Figure I-1 Diagramme simplifié contraintes déformation du béton à l'ELU

ε_{bc} : Déformation relative de service du béton en compression.

Phase I : domaine élastique.

Phase II : domaine plastique.

b. État limite de service (ELS)

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

On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5, 2BAEL 91/revisé99**):

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [\text{MPa}] \text{ d'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6(25) = 15 [\text{MPa}]$$

Donc : La contrainte de compression à l'ELS est égale à : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

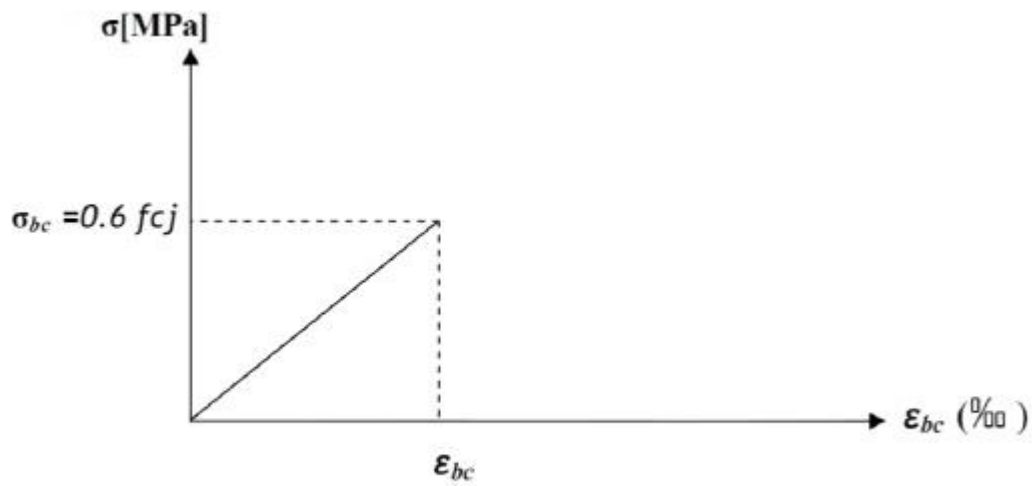


Figure I-2 Diagramme contrainte déformation du béton à L'ELS

ϵ_{bc} : Déformation relative de service du béton en compression.

$tg\alpha = E_b$ = module d'élasticité.

c. Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21]

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des sections en béton armé soumises à l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

V_u : effort tranchant dans la section étudiée(ELU)

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}; \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

❖ **Module d'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.
Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

➤ **Module de déformation longitudinal instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL) :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$

➤ **Module de déformation longitudinal différé du béton (Art : A2.1, 22 BAEL) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_v = 10819 \text{ Mpa}$

❖ **Module d'élasticité transversale**

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

ν : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

❖ **Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

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

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

2) Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (ψ)
Aciers en barres	Haute Adhérence (HA) FeE400	400	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	520	8‰	1.3	1

Tableau I-2 Caractéristiques des aciers

A. Module de déformation longitudinale :

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B. Contraintes limites :

❖ Contrainte limite ultime :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante : (Art A 4.3.2 BAEL91/revisé99)

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} [\text{MPa}]$$

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 $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation courant} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

Tableau I-3 Limite d'élasticité des aciers utilisés

❖ **Contrainte limite de service:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le **BAEL91/revisé99** a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ **Fissurations peu nuisibles (peu préjudiciable) :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \rightarrow (\text{A.4.5,32/BAEL91 modifié 99})$$

➤ **Fissuration préjudiciable : (Art 4.5, 33 BAEL91/revisé99) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable : (Art 4.5, 34 BAEL91 /revisé99) :**

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

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

Avec :

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : coefficient de fissuration égal à :

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

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

$\eta = 1$ pour les R.L y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

C. Diagramme contraintes déformations de l'acier : (Art A.2.2 ,2/ BAEL91) :

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

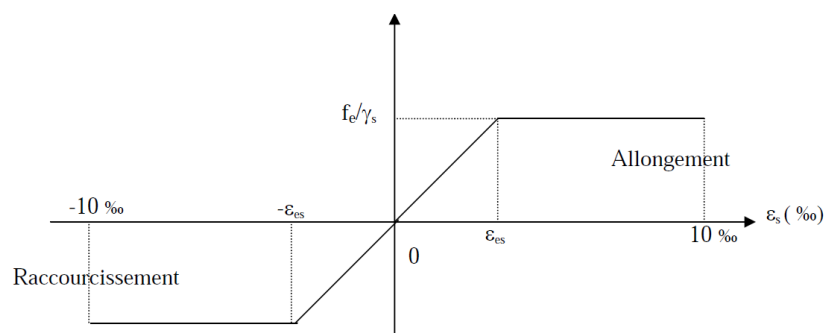


Figure I-3 **Diagramme contraintes-déformations des aciers à l'ELU.**

D. Protection des armatures (Art A 7.1/ BAEL91) :

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 ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Pour notre projet la valeur de l'enrobage sera :

- $C=3$ pour l'acrotère et les balcons.
- $C=2$ pour les éléments non exposés aux condensations.



Chapitre II

Pre-dimensionnement

INTRODUCTION :

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

Le prédimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale leur ordre de grandeur. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

On se réfère pour le dimensionnement aux règles du RPA99 version 2003.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée, ils assurent deux fonctions essentielles :

- **Une fonction de résistance mécanique** : Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité** : Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle des compressions contre le bruit.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de plancher :

II.1.1 Les planchers en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

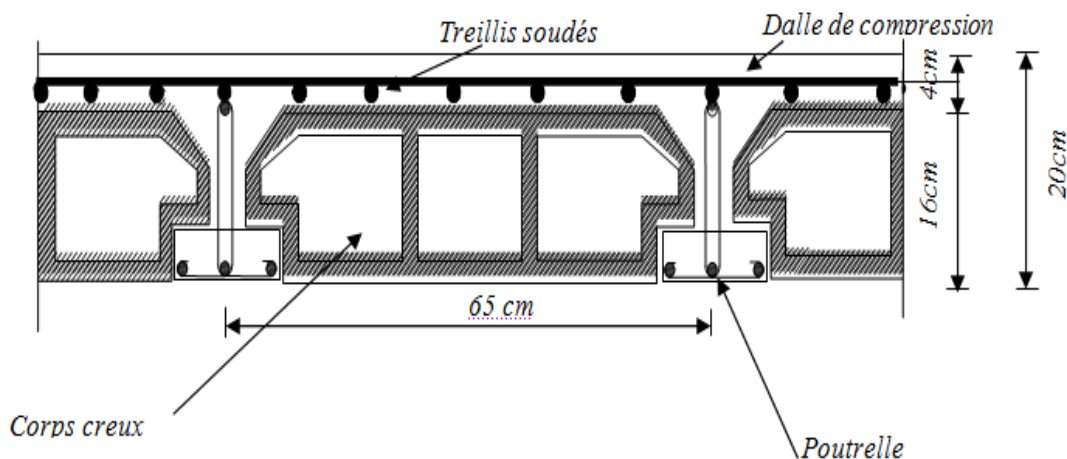


Figure 0-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- **Pré dimensionnement du plancher :**

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

(Article B.6.8, 424 BAEL 91/révisée 99)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{2,5}$$

Avec :

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

h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Remarque :

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (Zone IIa) égale à (30x 30) cm².

$$L_{max}=430-30= 400 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+4) \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux =16cm

Epaisseur de la dalle de compression =4cm

II.1.2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Art. B.6.5, 1BAEL91/revisée99**).

II.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (**règlement B.A.E.L 91 /révisée 99**) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche. Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes : (**Art A.4.1.4 BAEL 91/révisée 99**)

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

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

Tel que :

L: portée libre entre nus d'appuis.

h: Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1)

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

II.2.1 Poutres principales (PP) :

Ce sont les poutres porteuses, disposée perpendiculaire aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

On a : $L_{max}=430-30= 400\text{ cm}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}$$

On opte pour : $h=35\text{cm}$

La largeur de la poutre :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On opte pour : $b=30\text{cm}$

La section des poutres principales est : $(30 \times 35)\text{ cm}^2$

II.2.2 Poutres secondaires (PS) :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elle assure le chainage

La hauteur de la poutre est :

$$L = 400 - 30 = 370\text{cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,667\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

On opte pour : $h=35\text{cm}$

La largeur de la poutre :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On opte pour : $b=30\text{cm}$

La section des poutres secondaires est : $(30 \times 35)\text{ cm}^2$

Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	35	35	Vérifiée
$b \geq 20\text{ cm}$	30	30	Vérifiée
Le rapport $\frac{h}{b} < 4$	1,16	1,16	Vérifiée

Tableau 0-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion :

Poutres principales $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.

Poutres secondaires $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.

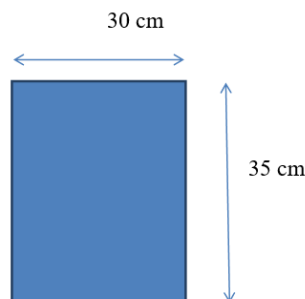


Figure 0-2 : Dimensionnement de la poutre.

II.3 Pré dimensionnement des poteaux :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance de béton a la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évite le flambement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normales **N**, **en** calculera la décente décharge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec : } (N_s = G + Q)$$

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

A : section du poteau considéré.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa, à 28 jours } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Selon (**RPA 99, A7.4.1**) les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) \geq 25cm.....en zone I et II a

Min (b, h) \geq 30cm.....en zone III et II b

Min (b, h) \geq $h_e/20$ h_e est la hauteur libre entre étages

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Remarque :

L'effort normale N_s sera déterminé à partir de la décente des charge. En aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux de bâtiment.

II.4 Détermination des charges et surcharges :

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

A. Charges permanentes « G » :**1) Les Planchers :**

- Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

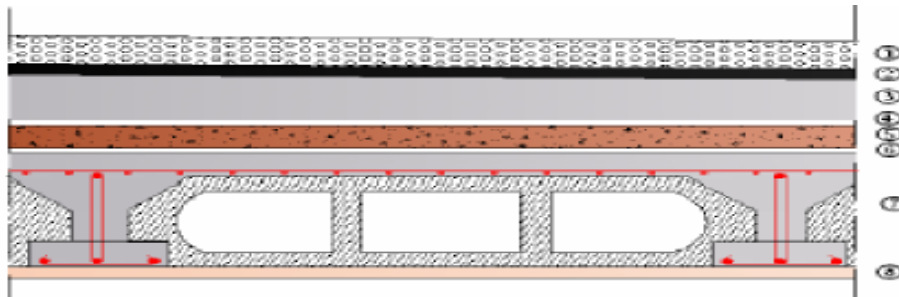


Figure 0-3 : Plancher en corps creux de terrasse (inaccessible).

N	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,08	25	2
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	/	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
	Charge permanente totale G_t			$\Sigma = 6.29$

Tableau 0-2 : charges permanentes du plancher terrasse.

- Dalle pleine de balcon :

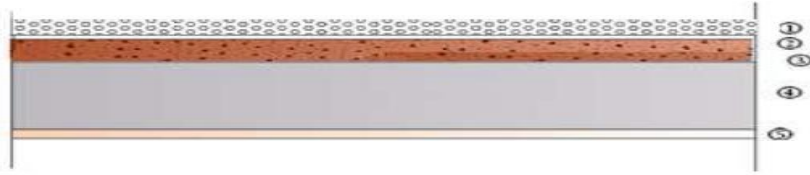


Figure 0-4 : Table pleine de balcon

Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine).

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Lit de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle pleine	0.15	25	4.25
5. Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
$\sum G_i = G_{\text{Balcon-é}} =$			5.79

Tableau 0-3 : Caractéristiques des éléments du plancher dalle pleine

- Plancher d'étage courant :

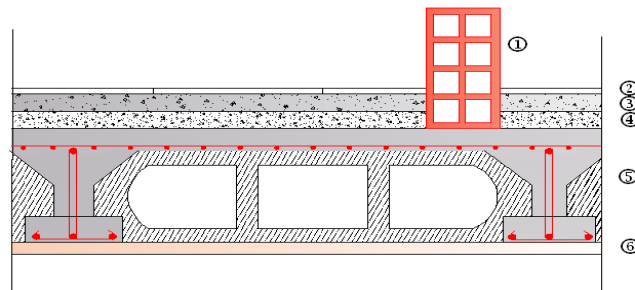


Figure 0-5 : Plancher d'étage courant.

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Cloison en brique creuses (y compris l'enduit plâtre)	0,1+0.04	/	1,3
2	Revêtements en carrelage	0,02	/	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Couche de sable	0 ,02	18	0,36
5	Plancher en corps creux	0,2	/	2,8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
G = 5,46 (KN/m ²)				

Tableau 0-4: Caractéristiques des éléments du plancher corps creux.

2) Maçonnerie :

❖ Mur extérieur :

N	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0.36
2	Cloison en brique creuses 8 trous	0,10	9	0,9
3	Cloison en brique creuses 8 trous	0,10	9	0,9
4	Lame d'air	0,05	0	0
5	Enduit de plâtre sur a face intérieur	0 ,02	10	0,20
G = 2,36(KN/m ²)				

Tableau 0-5: Caractéristiques des éléments du mur extérieur.

❖ Mur intérieur :

Ils sont constitués de brique creus de 10cm et un enduit plâtre des deux faces.

N	Eléments	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuses	0,1	9	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
G = 1,30 (KN/m ²)				

Tableau 0-6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.

3) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 65cm, la charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,65 \times 0,1) + (0,09 \times 0,15) - \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2} \right)$$

$$S = 0,0775 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,078 = 1,95 \text{ KN/m}^2$$

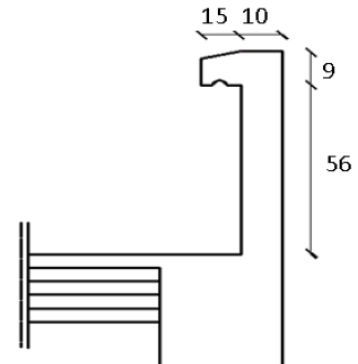


Figure 0-6 : Acrotère.

Les charges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes-nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà données :

Elément	Surcharge (Q) [KN/m ²]
Acrotère	1
Plancher en attique	1,5
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher étage 1 a usage bureautique	2,5
Plancher RDC locaux a usage commercial	3,5
Escalier	2,5
Balcon en dalle pleine	3,5

Tableau 0-7 : les charges d'exploitation.

II.5 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

II.5.1 Surface d'influence :

Calcule de la surface du plancher revenant aux poteaux le plus sollicité

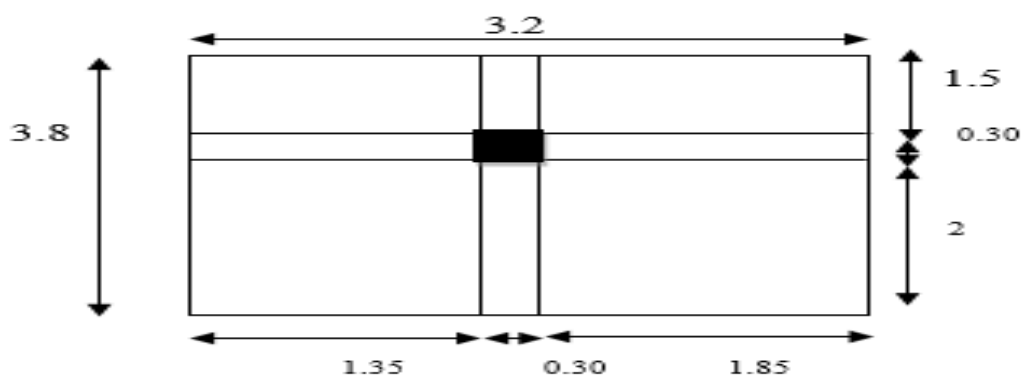


Figure 0-7 : Surface d'influence.

- **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (2 \times 1,35) + (2 \times 1,85) + (1,5 \times 1,85) + (1,5 \times 1,35) = 11,2 \text{ m}^2$$

- **Section brute :**

$$S_b = 3,5 \times 3,8 = 13,3 \text{ m}^2$$

II.5.2 Poids propre des éléments

➤ **Calcul de poids propre des poutres**

- **Poutres principales**

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,35) \times (1,5 + 2) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,35) \times (1,35 + 1,85) \times 25 = 8,4 \text{ KN}$$

- **Le poids total :**

$$G_t = G_{pp} + G_{ps} = 17,59 \text{ KN}$$

➤ **Poids du plancher : $P = G \times S$**

- Plancher terrasse :

$$G_{pt} = 6,29 \times 11,2 = 70,448 \text{ KN}$$

- Plancher étage :

$$G_{pe} = 5,46 \times 11,2 = 61,152 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux :**

$$P_{RDC} = 0,30 \times 0,30 \times 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN}$$

$$P_{attique} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

$$P_{etage \text{ courant}} = 0,30 \times 0,30 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

RDC: $Q \times S = 3.5 \times 13.30 = 46.55 \text{ KN}$

1^{er} étage : $Q \times S = 2.5 \times 13.30 = 33.25 \text{ KN}$

Etage en attique : $Q \times S = 1.5 \times 13.30 = 19.95 \text{ KN}$

Etages courants : $Q \times S = 1.5 \times 13.30 = 19.95 \text{ KN}$

Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1 \times 13.30 = 13.3 \text{ KN}$

II.6 La loi de dégression des charges :

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

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

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Niveau	Attique	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

Tableau 0-8 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$.

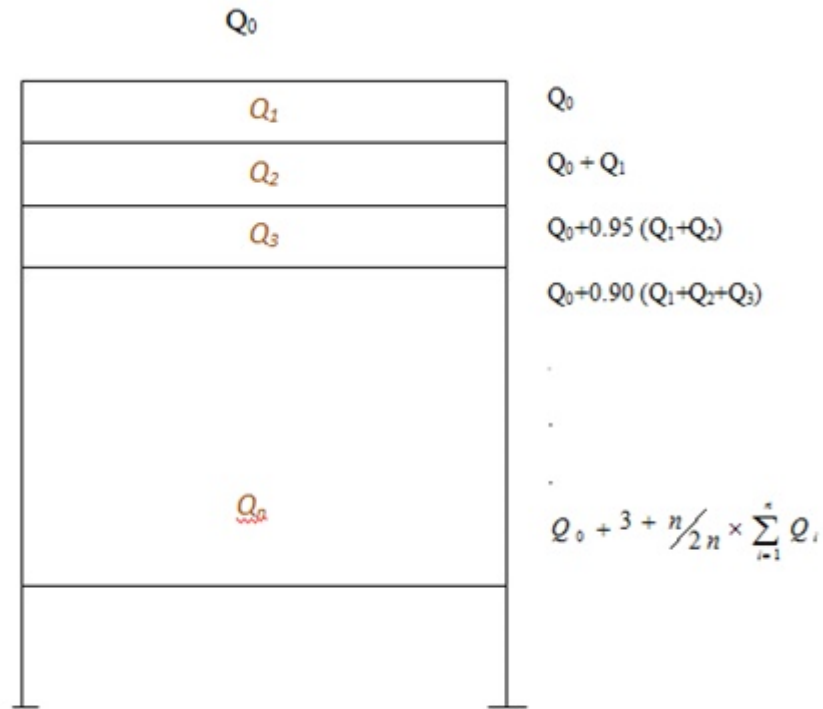


Figure 0-8 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

❖ Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Attique : $Q_0 = 13.30 \text{ KN}$

$$9^{\text{eme}} : Q_0 + Q_1 = 13.3 + 19.95 = 33.25 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.30 + 0.95(19.95 \times 2) = 51.205 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}} : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.30 + 0.90(19.95 \times 3) = 67.165 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.30 + 0.85(19.95 \times 4) = 81.13 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} : Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.3 + 0.80(19.95 \times 5) = 93.1 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} : Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.3 + 0.75(19.95 \times 6) = 103.075 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} : Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.3 + 0.714(19.95 \times 7) = 113.01 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} : Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.3 + 0.687(19.95 \times 8) = 122.945 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} : Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.3 + 0.666(19.95 \times 8 + 33.25) = 141.738 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 13.3 + 0.65(19.95 \times 8 + 33.25 + 46.55) = 168.91 \text{ KN}$$

Niv	Charges permanentes G (KN)					Surcharges (KN)		N (KN) $N=G_c+Q_c$	Sections(cm ²)	
	Plancher	Poutres	Poteaux	G_{tot}	G_c	Q	Q_c		S $\geq N/0.6f_{c28}$	Adopté
Attique	70.448	17.59	6.885	94.923	94.923	13.3	13.30	108.223	72.15	35×35
9	61.152	17.59	6.885	85.627	180.55	19.95	33.25	213.8	142.53	35×35
8	61.152	17.59	6.885	85.627	266.177	19.95	51.205	317.382	211.59	35×35
7	61.152	17.59	6.885	85.627	351.804	19.95	67.165	418.969	279.31	35×35
6	61.152	17.59	6.885	85.627	437.431	19.95	81.13	518.561	345.71	40×40
5	61.152	17.59	6.885	85.627	523.058	19.95	93.1	616.158	410.77	40×40
4	61.152	17.59	6.885	85.627	608.685	19.95	103.075	711.76	474.51	40×40
3	61.152	17.59	6.885	85.627	694.312	19.95	113.01	807.322	538.21	40×40
2	61.152	17.59	6.885	85.627	779.939	19.95	122.945	902.884	601.92	45×45
1	61.152	17.59	6.885	85.627	865.566	33.25	141.738	1007.304	671.54	45×45
RDC	61.152	17.59	9.18	87.922	953.488	46.55	168.91	1122.398	748.27	45×45

Tableau 0-9 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

Remarque :

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique) afin de respecter la recommandation de RPA.

II.7 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

A) Vérification des sections des poteaux (article 7.4.1 RPA99ver2003):

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone (IIa) sont données par les formules suivantes :

- $\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b,h) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Pour les poteaux (35x35) :

- 1) $\text{Min}(35,35) = 35 \geq 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.
- 2) $H_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 35$Condition vérifiée.
- 3) $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 = 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

Pour les poteaux 40x40 :

- 1) $\text{Min}(40,40) = 40 \geq 25 \text{ cm}$Condition vérifiée
- 2) $H_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 40$Condition vérifiée
- 3) $\frac{1}{4} < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4$Condition vérifiée

Pour les poteaux 45x45 :

- 1) $\text{Min}(45,45) = 45 \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- 2) $H_e/20 = 3.06/20 = 15,3 \text{ cm} < 45$ Condition vérifiée
- 3) $1/4 < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée

Pour les poteaux 45x45 :

- 1) $\text{Min}(45,45) = 45 \geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- 2) $H_e/20 = 408 /20 = 20.4 \text{ cm} < 45$ Condition vérifiée
- 3) $1/4 < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences de RPA

B) Vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le R.P.A et 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 :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

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} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux (35x35) :

$$V = \frac{418.969}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.136 \leq 0.3 \text{.....vérifiée}$$

Pour les poteaux (40x40) :

$$V = \frac{807.322}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.202 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pour les poteaux (45x45) :

$$V = \frac{1122.398}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.222 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

C) Vérification des poteaux au flambement : (Art B.8.4.1 /BAEL 91 modifiée 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

L'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots \dots \dots (1)$

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$) (poteau encastrement à la base et articuler)(2)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).....(3)

L_0 : hauteur libre de poteau

S : section transversale du poteau ($b \times h$) (4)

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}, I_{xx} = \frac{hb^3}{12}$)

En remplaçant (2), (3), (4), dans (1) et on aboutira à : $\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$

Condition	étages	Poteaux	L_0 (m)	b(m)	λ	Vérification
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	RDC	45x45	4.08	0.45	21.94	✓
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	1 ^{er} et 2 ^{eme} etage	45x45	3.06	0.45	16.456	✓
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	3 ^{eme} /6 ^{eme}	40x40	3.06	0.40	18.513	✓
$\lambda = \frac{2.42}{b} L_0$	7 ^{eme} /9 ^{eme} +attique	35x35	3.06	0.35	21.157	✓

Tableau 0-10 : Vérification au flambement.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II.8 Pré dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'**Article 7.7.1./RPA99** ver 2003 Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\%$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

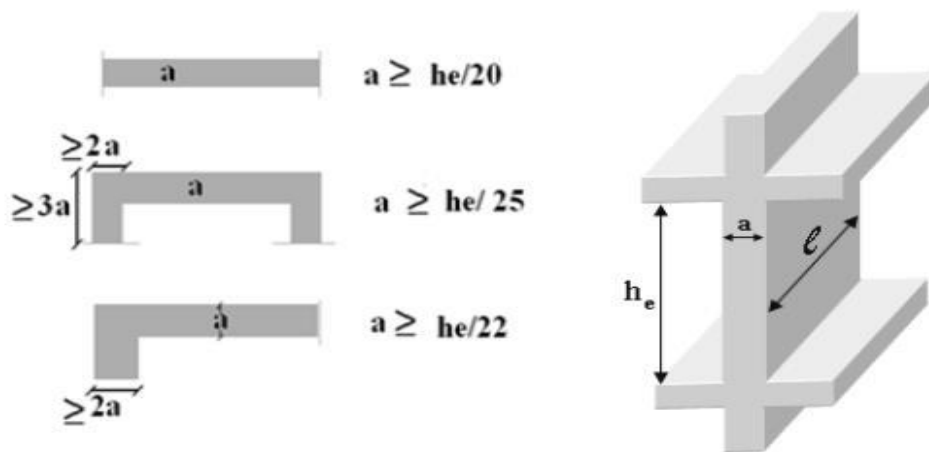


Figure 0-9 : Section réduite du voile.

Avec :

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}.$$

H : hauteur d'étage

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle.

Calcul de h_e par niveau :

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont linéaires, on calcul leur épaisseur de la manière suivante :

1. Au niveau de RDC :

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

$$a > \frac{h_e}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur de 20cm

Longueur :

Un élément est considéré comme étant un voile, si la condition suivante est satisfaite :

$$L_{\min} \geq 4a$$

Dans le cas contraire, cet élément n'est pas un voile.

Dans notre cas :

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

2. Autres étages :

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

$$a > \frac{h_e}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(14.3; 19.4) \quad \text{On opte pour une épaisseur de 20cm}$$

Longueur :

Un élément est considéré comme étant un voile, si la condition suivante est satisfaite :

$$L_{\min} \geq 4a$$

Dans le cas contraire, cet élément n'est pas un voile.

Dans notre cas :

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Récapitulatif des pré-dimensionnements :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur des voiles	RDC	20cm
	1 ^{er} étage service, étages d'habitation	20cm
Sections des poutres	Poutres principales	30×35
	Poutres secondaires	30×35
Sections des poteaux	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	45×45
	3 ^{eme} ,4 ^{eme} , 5 ^{eme} ,6 ^{eme}	40×40
	7 ^{eme} ,8 ^{eme} ,9 ^{eme} , attique	35×35

Figure 0-10 Récapitulatif des prédimensionnements.

Remarque :

Après vérification de l'effort normal réduit (calcul dynamique) les sections des poteaux ont été augmentées.

Sections des poteaux	RDC ,1 ^{er} étages	50×50
	2 ^{eme} ,3 ^{eme} étages	45×45
	4 ^{eme} ,5 ^{eme} étages	40×40
	6 ^{eme} / attique	35×35

A blue scroll graphic with a vertical strip on the left and a horizontal strip in the center. The scroll has rounded corners and a slight 3D effect with a darker blue shadow on the right side of the horizontal strip.

Chapitre III

Calculs des éléments

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**)

III.1 ACROTERE :

III.1.1 Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire contournant la terrasse du bâtiment, il est conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent.

La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q = 1 [KN/ml]**) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1[m] de longueur.

III.1.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La hauteur : $h = 65 \text{ cm}$.
- L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.
- L'enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$.
- La surface S :

$$S = (0.65 \times 0.1) + (0.09 \times 0.15) - \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right)$$

$$S = 0.0775 \text{ m}^2$$

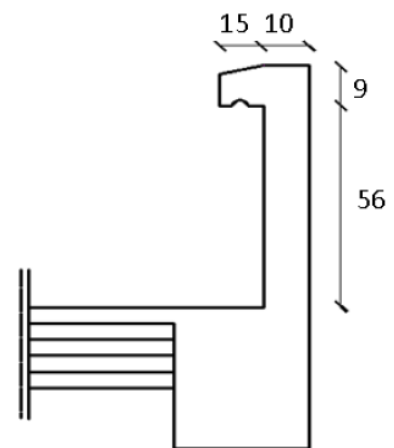


Figure 0-11 : coupe transversale de l'acrotère.

III.1.3 Calcul des sollicitations :

Le chargement :

Poids propre de l'acrotère ; $G = \rho \times S$

ρ : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0.0775 = 1.94 \text{ KN/ml}$$

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

➤ **Sollicitations :**

Efforts normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.94 \text{ KN}$

Efforts tranchants : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times h \times 1 = 0.65 \text{ KN.m}$

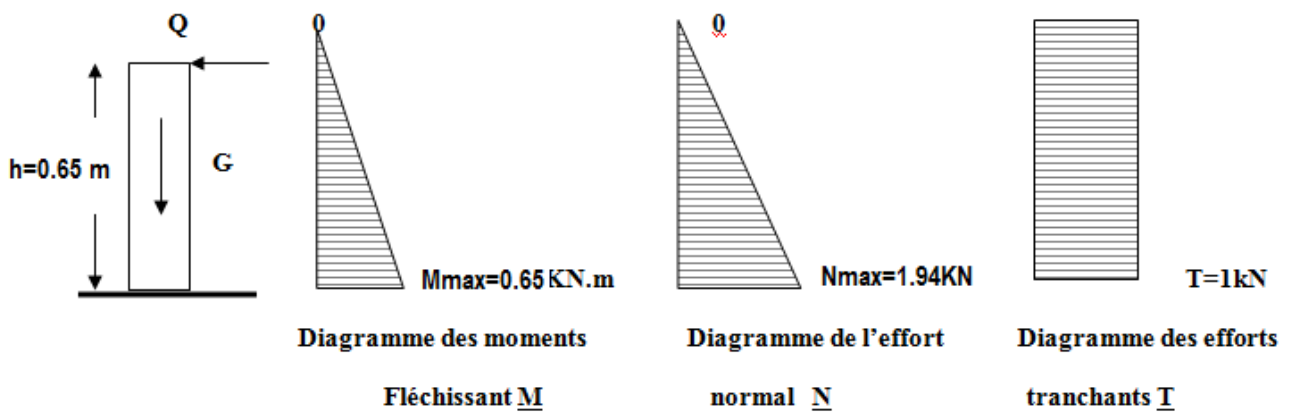
➤ **Schéma statique :**

Figure 0-12 : Diagramme des efforts internes (M, N, T)

III.1.4 Les combinaisons de charges :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.94 = 2.619 \text{ KN} \\ T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \\ M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS = G + Q \begin{cases} N_s = N = 1.94 \text{ KN} \\ T_s = T = 1 \text{ KN} \\ M_s = M = 0.65 \text{ KN} \end{cases}$$

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

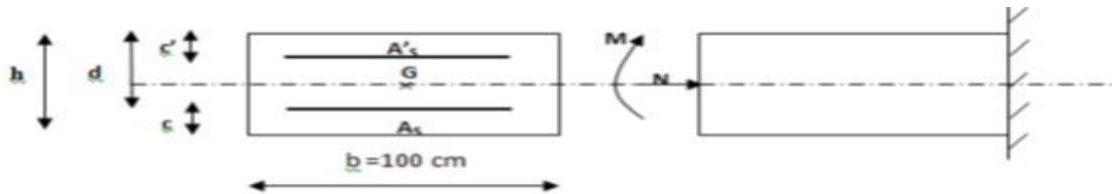


Figure 0-13 : Schéma statique de calcul de l'acrotère

Avec :

$h = 10$ cm; Epaisseur de la section.

$b = 100$ cm; Largeur de la section.

$c = c' = 3$ cm; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c = 10 - 3 = 7$ cm ; La hauteur utile.

III.1.5.1 Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.975}{2.619} = 0.372m = 37.2cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$$

Avec :

M_u : Moment du à la compression

N_u : Effort de compression

e_u : excentricité

$(\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$$e_u = 37.2cm > \frac{h}{2} - c = 2cm$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « M_f » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple :**➤ Moment fictif :**

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

$$M_f = 2.619 \left[0.372 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 1.026 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.026 \times 10^{-3}}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014 \text{ MPa}$$

$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le tableau : $\mu_u = 0.014 \implies \beta = 0.993$

➤ Armatures fictives (flexion simple) :

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

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1026}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.424 \text{ cm}^2$$

$$A_{stf} = 0.424 \text{ cm}^2$$

➤ Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.424 - \left(\frac{2.619 \times 10^3}{348 \times 10^2} \right) = 0.349 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.349 \text{ cm}^2$$

III.1.6 Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non-fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition non vérifiée

Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non-fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc

$$ASC = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_{st} = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

a. Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa} \end{cases}$$

Et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante} \\ V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{ 2.5; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

b. Vérification de l'adhérence des barres : (Art.A.6.1.3 BAEL 91 modifié 99)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} \end{cases}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{ MPa} \rightarrow$ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1.221 BAEL91/revisé99)

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 8 = 320 \text{ mm} = 32 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 32 \text{ cm}$

d. Vérification des espacements des barres (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable.

. Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée

III.1.7 Vérification à l'ELS :

• **Contrainte de compression dans l'acier**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ Fissuration préjudiciable (acier HA) } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67, \max(200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{Avec } A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de β_1

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

$$\rho = 0.287 \implies \beta_1 = 0.9155 \implies k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{st} = \frac{650}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 50.460 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 50.460 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

Vérifions que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{50.46}{44.17} = 1.14 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis (BAEL 91 Art A 5.11) :**

$$V_u \leq \frac{0.4 f_{c28} 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 70 \times 10^{-3}}{1.5}$$

$$V_u = 1.5 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

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

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) $W_p = G = 1.94 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.94 = 0.9312 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm² /ml avec un espacement de 25 cm.
- Armatures
- de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm² /ml avec un espacement de 25 cm.

III.2 PLANCHER :

III.2.1 Calcul des planchers en corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour un type de plancher.

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

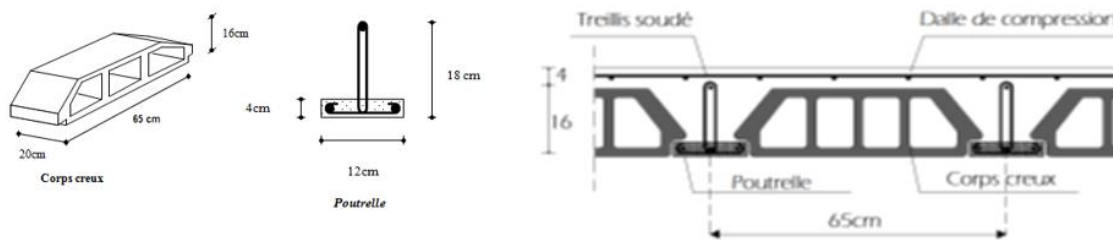


Figure 0-14 : coupe transversale du plancher.

III.2.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression en béton armé de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520 ($F_e = 520$ 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 BAEL 91.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise en MPa.

L : distance entre axes des poutrelles en cm.

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

Soit $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

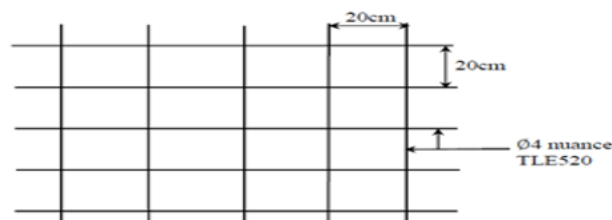
$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

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

On adoptera pour $A_{\parallel} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}^4$



III.2.3 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis.

III.2.3.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti (représentant son poids propre de corps creux et la surcharge revenant au plancher) dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous

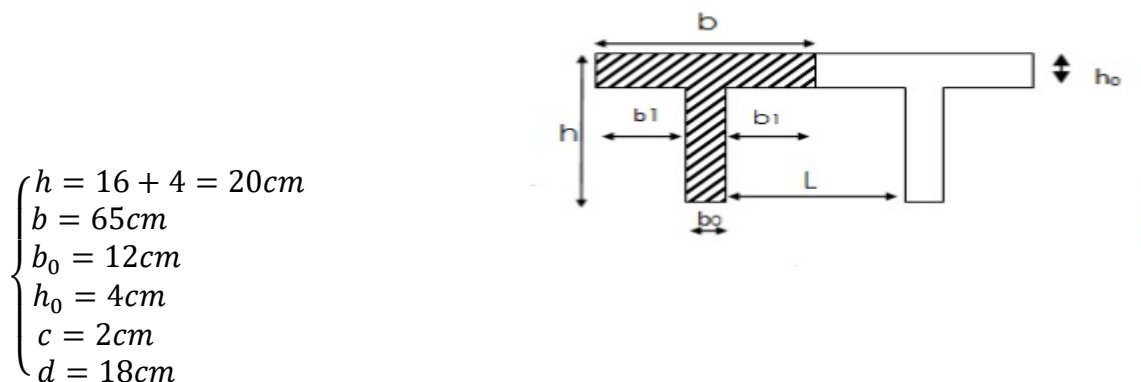


Figure 0-15 : Surfaces revenant aux poutrelles.

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression (b_1) à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} 1) \quad b_1 &\leq \frac{L_0}{2} = \frac{b-b_0}{2} \\ 2) \quad b_1 &\leq \frac{L}{10} \\ 3) \quad b_1 &\leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \\ 4) \quad b_1 &\leq \frac{2L}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{L}{2}\right) \end{aligned}$$

Avec :

L_0 : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles.

L : Longueur de la plus grande travée.

x : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : Largeur de la nervure.

b_1 : est le débord

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$\begin{aligned} 1) \quad b_1 &\leq \frac{65-12}{2} = 26.5cm \\ 2) \quad b_1 &\leq \frac{400}{10} = 40cm \\ 3) \quad b_1 &\leq \frac{2}{3} \times \frac{400}{2} = 133.33cm \\ 4) \quad b_1 &\leq \frac{2 \times 400}{40} + \left(\frac{2}{3} \times \frac{400}{2}\right) = 153.33cm \end{aligned}$$

$$b_1 = \min(1, 2, 3, 4) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.2.3.2 . Calcul des poutrelles :

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

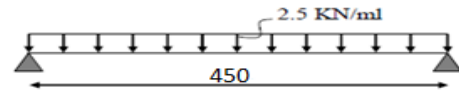
❖ 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a) Chargement :

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

Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;



Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$.

Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ kN/ml}$

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

b) Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

• **Combinaisons de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.5^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 6.33 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant sur appuis**

$$T = \frac{q_u L}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.625 \text{ KN} \Rightarrow T = 5.625 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures :**

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

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

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{6.33 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 9.28$$

$$\mu_u = 9.2 \gg \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SDA}$$

Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont en général distants de (0.70 à 1.20) m.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

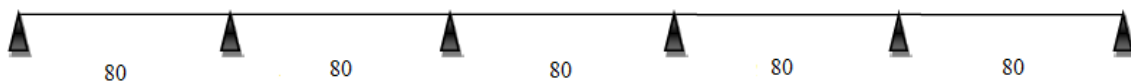
$$M_l = \mu_l b \cdot d^2 \cdot f_b u$$

$$M_l = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6} = 0,267$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.924 \text{ m}$$

Pour les travées de 4 m, en doit prévoir $\frac{4}{0.924} \approx 5$ pieds droits répartis comme suit :



Pour les travées de 3 m, en doit prévoir $\frac{3}{0.924} \approx 4$ pieds droits répartis comme suit :



❖ 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

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

a) Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre de plancher : $G = 6.29 \times 0.65 = 4.09 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.469 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 4.74 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant :

Poids propre de plancher : $G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN /ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.253 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 3.549 + 0.975 = 4.524 \text{ KN/ml}$

b) Calcul des efforts internes :**b).1 calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

➤ Méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et aux appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m.

$$Q \leq \left(2G; 5 \frac{KN}{m} \right) \rightarrow 2G = 5.46 \times 2 = 10.92 \text{ KN/m}$$

$$Q < (10.92; 5 \text{ KN/m}) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2. La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3}{4} = 0.75 \quad ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{4}{4.5} = 0.88 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

➤ **Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastres aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueur $L=0$.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

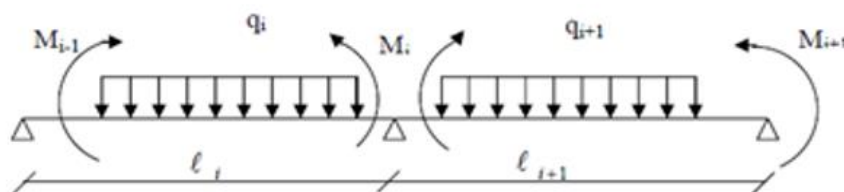


Figure 0-16 Exposition de la méthode des trois moments.

- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \ell_i + 2M_i (\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1} \ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

- **Moments en travée :**

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

✓ **Remarque**

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travées.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

b).2. Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$V(x) = q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

✓ **Remarque**

Vu la différence des surcharges entre le RDC et l'étage de service ($Q=2,5\text{KN/ML}$) et les étages courants ($Q=1,5\text{KN/ML}$), on effectuera le calcul le plus défavorable.

✓ **Plancher étage de services :**

On aura 1 type de poutrelles à étudier, comme montre dans le schéma statique.

III.2.4 Calcul du plancher étage de service

a) Calcul de la poutrelle :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.46 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7.22\text{KN.m}$$

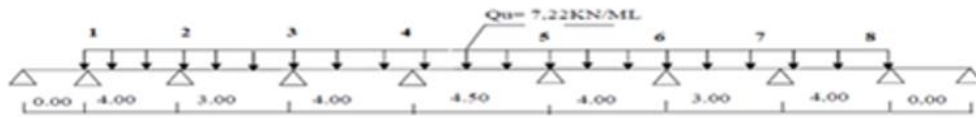


Figure 0-17 Schéma statique de la poutrelle à étudier.

➤ **Moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons :

$$M_1 = M_8 ; M_2 = M_7 ; M_3 = M_6 ; M_4 = M_5$$

$$\text{pour } i = 1 \dots \dots \dots 8M_1 + 4M_2 = -115.52$$

$$\text{pour } i = 2 \dots \dots \dots 4M_1 + 14M_2 + 3M_3 = -164.25$$

$$\text{pour } i = 3 \dots \dots \dots 3M_2 + 14M_3 + 4M_4 = -164.25$$

$$\text{pour } i = 4 \dots \dots \dots 4M_3 + 17M_4 + 4.5M_5 = -280.00$$

Par symétrie $M_4 = M_5$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = M_8 = -10.857 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -7.166 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -6.833 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -11.295 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{\max} (m)	Valeur de M_{\max} (KN.m)
1_2	4	2.13	5.48
2_3	3	1.52	1.12
3_4	4	1.79	5.46
4_5	4.5	2.25	6.98
5_6	4	2.15	5.46
6_7	3	1.48	1.12
7_8	4	1.87	5.48

Tableau 0-11 : Moment en travée.

➤ Moments corrigés aux appuis :

$$\begin{cases} M_1 = M_8 = -7.24 \text{ KN.m} \\ M_2 = M_7 = -4.78 \text{ KN.m} \\ M_3 = M_6 = -4.56 \text{ KN.m} \\ M_4 = M_5 = -7.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments corrigés en travées :

Travée (A-B) = Travée (G-H) → $M_t \text{ max} = 7.3 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) = Travée (F-G) → $M_t \text{ max} = 1.49 \text{ KN.m}$

Travée (C-D) = Travée (E-F) → $M_t \text{ max} = 7.28 \text{ KN.m}$

Travée (D-E) → $M_t \text{ max} = 9.3 \text{ KN.m}$

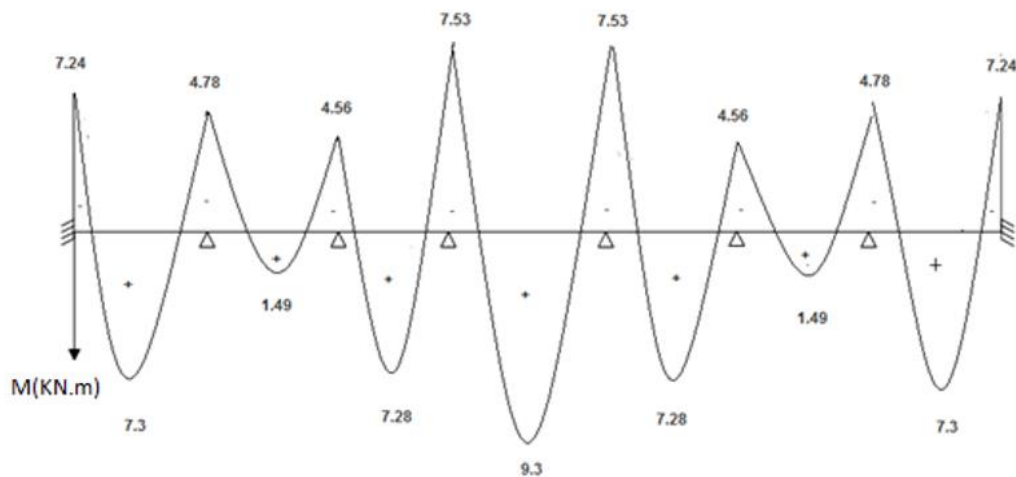


Figure 0-18 : Diagramme des moments à L'ELU

➤ Calcul des efforts tranchants

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w(\text{KN.m})$	7.24	4.78	4.56	7.53
$M_e(\text{KN.m})$	4.78	4.56	7.53	7.53
$T_w(\text{KN.m})$	13.83	10.76	15.18	16.18
$T_e(\text{KN.m})$	-15.06	-10.91	-13.7	-16.18

Tableau 0-12 : Calcul des efforts tranchants.

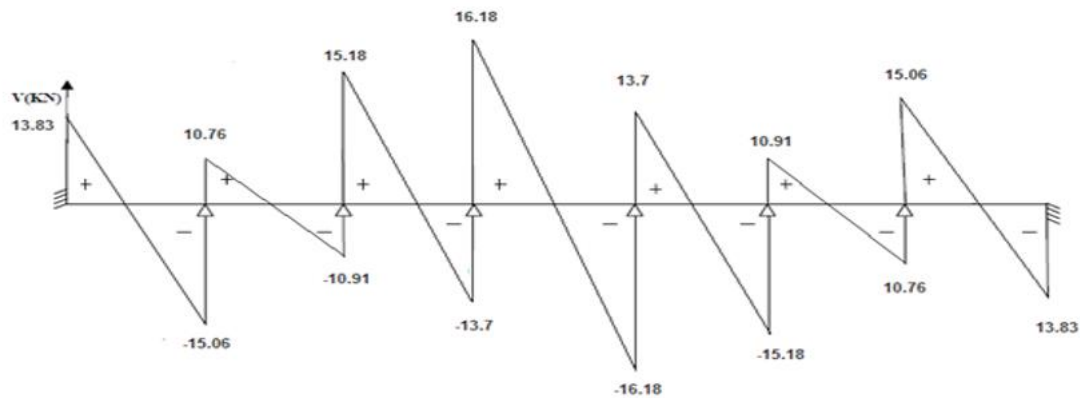


Figure 0-19 : Diagramme des efforts tranchants.

➤ Ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

• En travée :

$$M_{max}^t = 9.3 \text{ KN.m}$$

• Position de l'axe neutre

Si $M_{max}^t \geq M_{AB}^t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M_{max}^t < M_{AB}^t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

M_{AB}^t : Le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{AB}^t = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 9.3 \text{ KN.m} < M_{AB}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

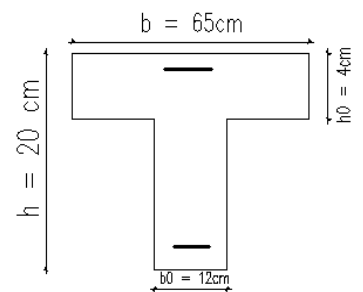
Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.3 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.031 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée donc $A_{sc} = 0 \text{ cm}$

$\mu_b = 0.031 \Rightarrow$ Par interpolation $\beta = 0.9845$

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



Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.3 \times 10^3}{0.9845 \times 18 \times 348} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis :

$$M_{a_{max}} = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{a_{max}}^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.53 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.136 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ La section est simplement armée donc $A_s = 0 \text{ cm}^2$

$\mu_b = 0.136 \Rightarrow$ par interpolation $\beta = 0.927$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{a_{max}}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.53 \times 10^3}{0.9927 \times 18 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

▪ **Diamètre armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\phi \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0.57 \text{ cm} ; \text{ soit } \phi = 6 \text{ mm}$$

On opte pour un étrier en $\phi 6$;

$$A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 0.56 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

▪ **L'espace des cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1 ,22/BAEL91) :**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > \frac{0.4 b S_t}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{adop} > A_{min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA6, avec un espacement constant $St=15cm$ sur la totalité des poutrelles.

- **Calcul des ancrages (BAEL91 modifié 99/ Art 6.1,23) :**

- **Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset 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

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27cm$$

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1MPa$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ pour HA ; } (\psi_s: \text{coefficient de scellement.})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 MPa \text{ et } f_e = 400MPa$$

$$\text{Pour } \emptyset = 10mm \longrightarrow l_s = 35.2cm \text{ soit } l_s = 35cm$$

$$l_c = 0.4l_s = 14cm$$

l_c : Longueur des crochets normaux adoptés.

III.2.5 Vérification à l'ELU :**A. Condition de non-fragilité (BAEL91 Art A-4-2,1) :**

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 largeur (b) armée d'une section (A_s) cette condition s'exprime par :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

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

$$A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_s = 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.26 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour feE400, acier HA, $l_s = 40\phi = 40 \times 10 = 40 \text{ cm}$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$

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 HA .

Donc : On adopte des crochets à 45° avec $L_c = 0.4L_s$

$$l_c = 0.4 \times 40$$

$$l_c = 16 \text{ cm}$$

C. Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91. Art.5.1.1).

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{ 3.33; 5 \} \text{ MPa} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{16.18 \times 10^3}{120 \times 650} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91. Art. A.6.13)

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \\ \bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} \end{cases}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2mm$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \frac{16.18 \times 10^3}{0.9 \times 650 \times 94.2} = 0.294MPa \\ \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 3.835MPa \end{cases}$$

$\tau_{se} = 0.294MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.835MPa \Rightarrow$ Donc il n ya pas risque d'entraînement des barres.

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0.267b_0af_{c28} \quad avec \quad a = 0.9d$$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76KN$$

$$V_u^{max} \leq 129.76 KN$$

Appuis de rive :

$$V_u^{max} = 13.83KN \leq 129.76 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_u^{max} = 16.18 + 13.7 = 29.88KN \leq 129.76KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} - \frac{M_{max}}{0.9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1.57cm^2 \geq \frac{1.15}{400 \times 0.1} \left(13.83 - \frac{7.53}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.94cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A = 1.57cm^2 \geq \frac{1.15}{400 \times 0.1} \left(29.88 - \frac{7.53}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.47cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

G. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :(BAEL91.Art. A.51.322)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.67 MPa$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{29.88 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.53 MPa$$

$$\sigma_{bc}^{max} = 1.53 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 21.67 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

H. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :

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

$$\tau_u = \frac{V_u(b - b_0)}{1.8bdh_0} = \frac{16.18 \times 10^3(650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1.02 MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.6 Vérification à l'ELS :

a) Calcul de la poutrelle :

$$q_u = (G + Q) \times 0.65 = (5.46 + 2.5) \times 0.65 = 5.17 KN.m$$

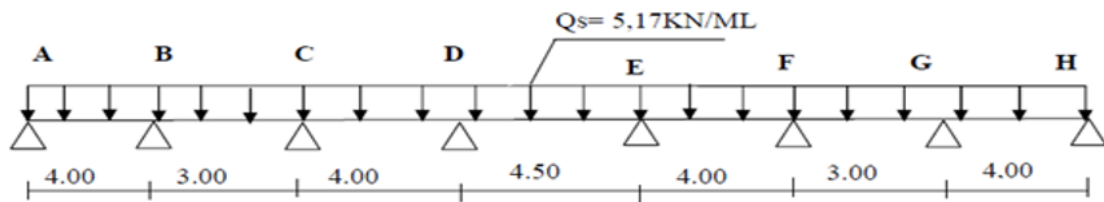


Figure 0-20 : Schéma statique de la poutrelle.

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.17}{7.22} = 0.716$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w(KN.m)$	5.18	3.42	3.26	5.39
$M_e(KN.m)$	3.42	3.26	5.39	5.39
$T_w(KN.m)$	9.9	7.7	10.87	11.58
$T_e(KN.m)$	-10.78	-7.81	-9.8	-11.58

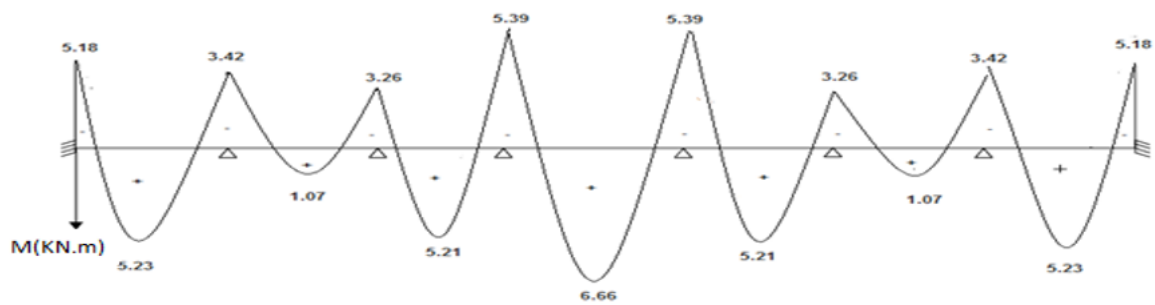


Figure 0-21 : Diagramme des moments à l'ELS

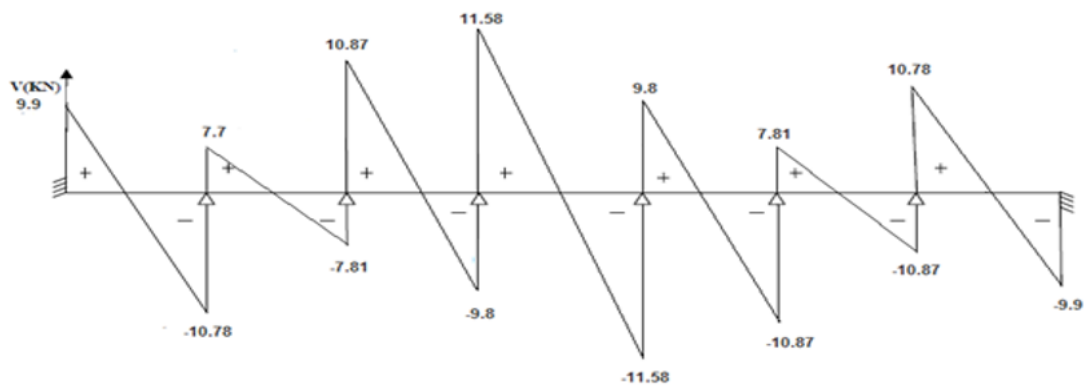


Figure 0-22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

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

A) : En travée :

$$M_{max}^t = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 = 0,856$ et $K_1 = 19,72$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6.66 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 183.93 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{183.93}{19.72} = 9.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 183.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En

appuis

:

$$M_{a_{max}} = 5.39 \text{ KN.m}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.876$ et $K_1 = 25.32$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{5.39 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 217.73 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{217.73}{25.32} = 8.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba} = 8.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{sa} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{sa} = 217.73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91):

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.

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.54}{12 \times 18} = 0.00713 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.05 \geq \frac{6.66}{15 \times 13.08} = 0.033 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher seront ferraillées comme suit :

Armatures longitudinales :

- **3HA10** pour le lit inférieur.
- **2HA 10** en chapeau au niveau des appuis pour le lit supérieur.

Armatures transversales.

- **1 étriers en Ø6** tous les 15cm.

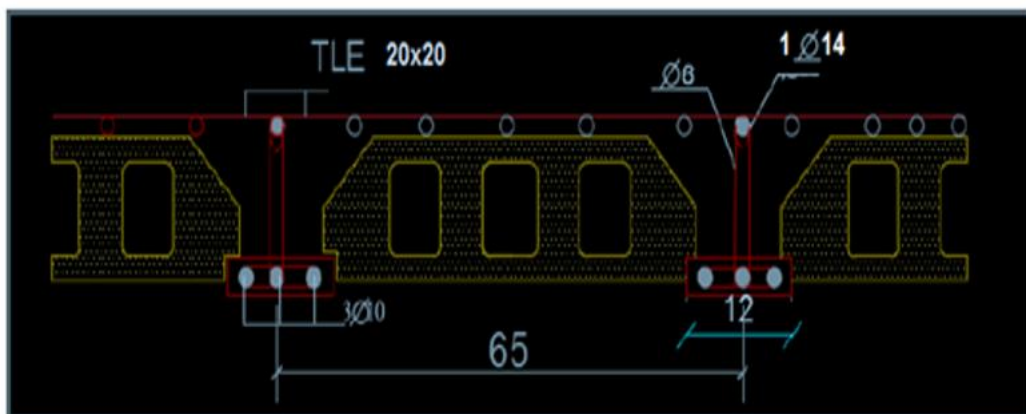


Figure 0-23 : Plan de ferraillage du plancher.

III.3 Escaliers :

III.3.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

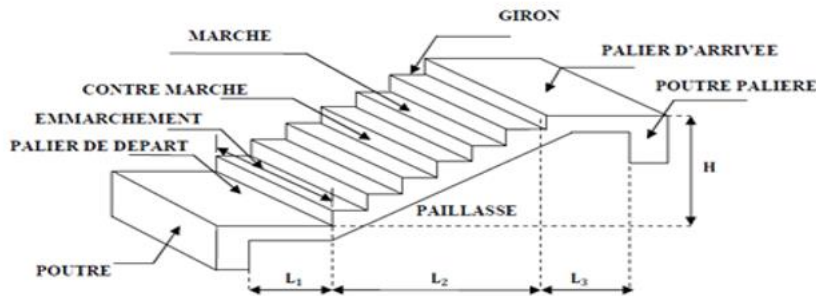


Figure 0-24 : Schéma des escaliers droits

Avec :

- **g** : giron (largeur des marches).
- **h** : Hauteur des marches.
- **E** : Emmarchement.
- **H** : hauteur de la volée.
- **e_p** : epaisseur de la paillasse et du palier.
- **L1** : longueur du palier de départ
- **L2** : longueur projetée de la volée.
- **L3** : longueur du palier d'arrivée.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées et deux paliers intermédiaires.

III.3.2 Dimensionnement :

A. Pré dimensionnement de l'escalier :

Le dimensionnement des marches et des contres marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

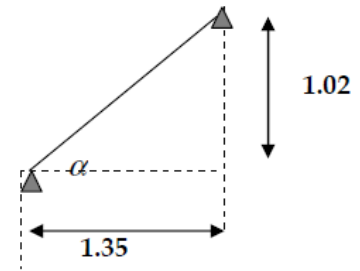
$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$



- Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \quad n - 1 = 6 - 1 = 5$$

- Le nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5$$

- Le giron g :

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{135}{5} = 27\text{cm}$$

- Vérification selon la loi de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \rightarrow 59 \leq 27 + 2 \times 17 = 61\text{cm} \leq 66 \rightarrow \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h=17\text{cm}$** et un giron **$g= 27$ cm.**

Les 18 marches seront reparties de la manière suivante :

- Volée 1 et 3 : $n= 6$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 5$ marches.
- Volée 2 : $n= 6$ contre marches ; **Donc** $m=n-1 = 5$ marches.

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants

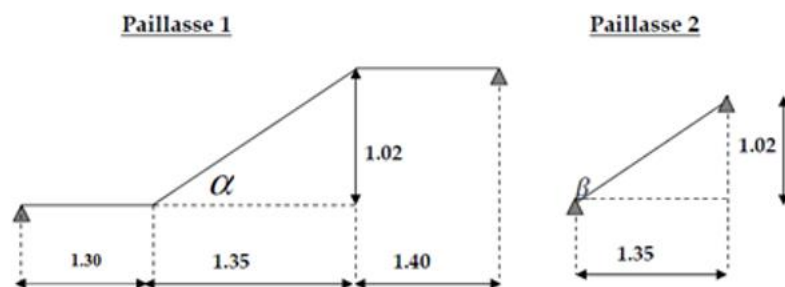


Figure 0-25 : Coupe transversale sur les escaliers.

B. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Prenant compte des recommandations du **BAEL9**

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 31.21^\circ$$

Donc :

$$L = 1.30 + \frac{1.35}{\cos 31.21} + 1.40 = 4.28 \text{ m}$$

$$\frac{428}{30} \leq e_p \leq \frac{428}{20} \quad \rightarrow \quad 14.26 \leq e_p \leq 22.4$$

L₁: La longueur de palier de départ.

L₂: La longueur de la paillasse projetée.

L₃: La longueur de palier d'arrive.

Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur **e_p=17cm.**

Remarque

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les trois volées on calcul une seule fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

III.3.3 Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande de 1m de projection horizontale.

A) La volée :

Matériaux	Epaisseur x 1 ml (m ²)	ρ(KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25	2.125
Poids de la paillasse	$\frac{1 \times 0,17}{\cos 21,13}$	25	4.97
Lit de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Carreaux Grés Céramie	0.01	20	0.20
Poids du garde- corps	-	-	0.20
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
ΣG=G volée =			8.49

Tableau 0-13 : Détermination du poids propre de la volée

B) Le palier

Matériaux	Epaisseur x1 ml (m ²)	ρ(KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre du palier	0,17	25	4,25
Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
ΣG=G palier =			5.45

Tableau 0-14 : Détermination du poids propre du palier

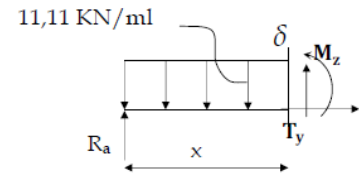
La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ;

$$Q = 2,5 \text{ KN / m.}$$

III.3.4 Calcul des efforts internes :

Combinaison de charges a l'ELU :

- **Volée** : $q_u^v = 1.35 \times 8.49 + 1.5 \times 2.5 = 15.21 \text{ KN/m}$
- **Palier** : $q_u^p = 1.35 \times 5.45 + 1.5 \times 2.5 = 11.11 \text{ KN/m}$



Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

III.3.4.1 Calcul à l'ELU :

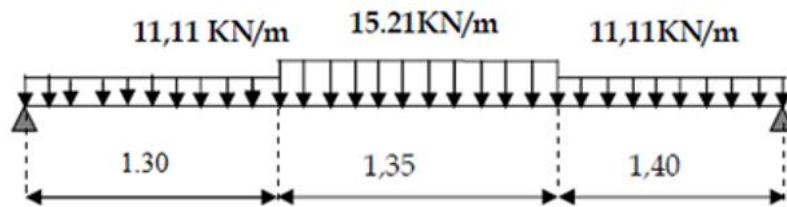


Figure 0-26 : Schéma statique de l'escalier.

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 50.53 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{11.11 \times 1.30^2}{2} + 15.21 \times 1.35 \times 1.975 + 11.11 \times 1.40 \times 3.35 = 4.05 R_B$$

Donc :

$$R_A = 29.79 \text{ KN}$$

$$R_B = 20.74 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

- **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow 29.79x - 11.11 \frac{x^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_z = -5.56x^2 + 29.79x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
 - Pour $x = 1.3 \rightarrow M_z = 29.33 \text{ KN.m}$
- $$T_y = 11.11x - 29.79$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -29.79 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.3 \rightarrow T_y = -15.35 \text{ KN}$

▪ **2^{ème} tronçon :** $1.30 \leq x \leq 2.65 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow 29.79x - 11.11 \times 1.30 \times (x - 0.65) - 15.21 \frac{(x-1.3)^2}{2} - M_z = 0$$

$$M_z = -7.605x^2 + 35.12x - 3.47$$

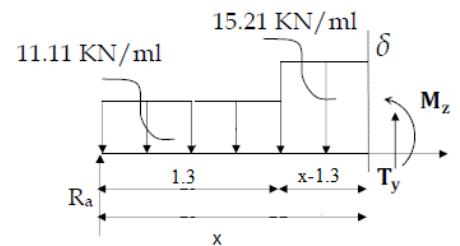
- Pour $x = 1.3 \rightarrow M_z = 29.33 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 2.65 \rightarrow M_z = 36.19 \text{ KN.m}$

$$T_y = 15.21x - 35.11$$

- Pour $x = 1.3 \rightarrow T_y = -15.34 \text{ KN}$
- Pour $x = 2.65 \rightarrow T_y = 5.19 \text{ KN}$

$$M_z, \text{ Atteint la valeur max à } x = \frac{35.11}{15.21} = 2.3 \text{ m}$$

En injectant $x = 2.3$ dans M_z , on obtient $M_z^{max} = 37.07 \text{ KN.m}$



▪ **3^{ème} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

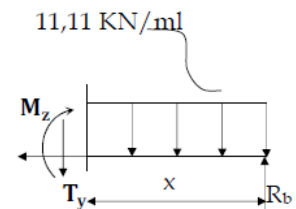
$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow -20.74x + 11.11 \frac{x^2}{2} + M_z = 0$$

$$M_z = -5.555x^2 + 20.74x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 18.15 \text{ KN.m}$

$$T_y = -11.11x + 20.74$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 20.74 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = 5.18 \text{ KN}$



Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

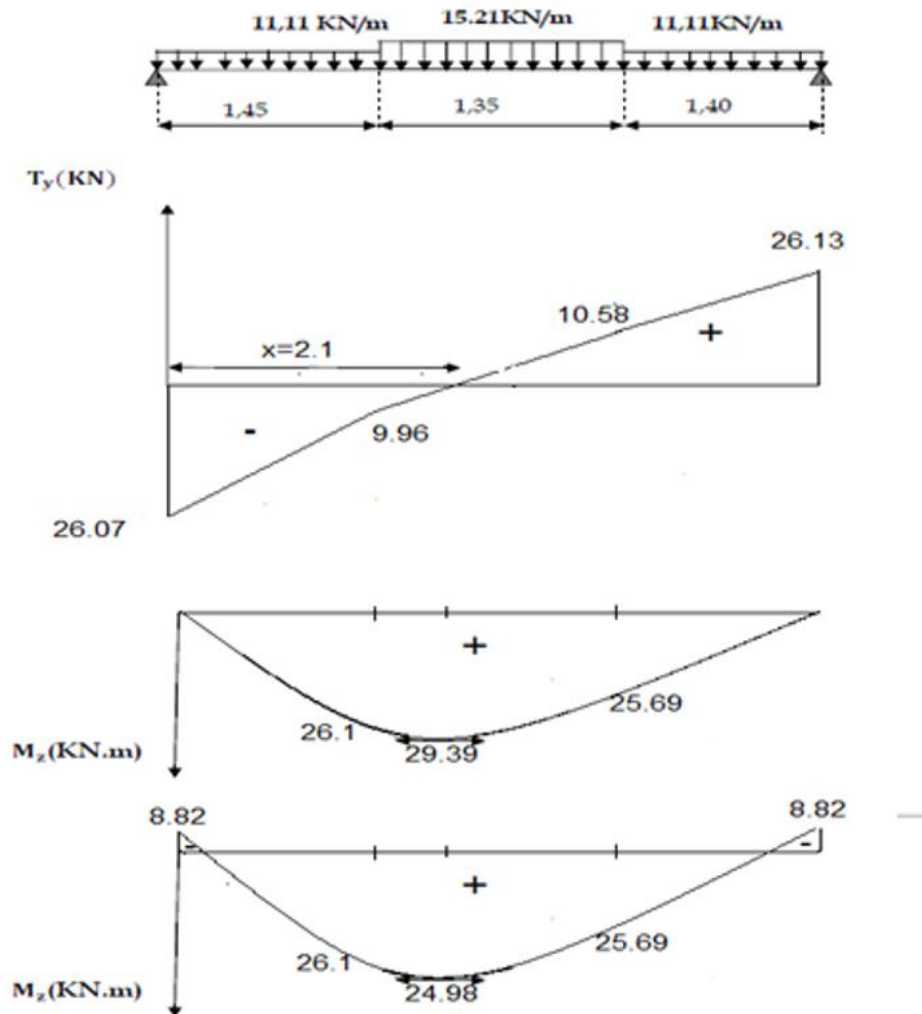
- Aux appuis

$$M_{a1} = (-0.3) M_z^{max} = (-0.3) \times 37.07 = -11.12 \text{ KN.m}$$

- En travée :

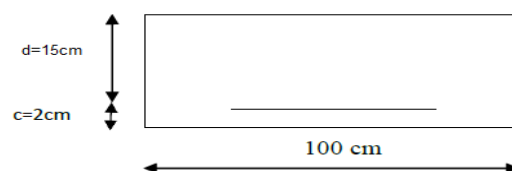
$$M_{t1} = (0.85) M_z^{max} = 0.85 \times 37.07 = 31.51 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des Efforts internes sur les paillasse :



III.3.5 Ferrailage des paillasse :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p = 17\text{cm}$).



1. Armatures longitudinales :**➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.51 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.098 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.51 \times 10^6}{0.948 \times 150 \times 348} = 6.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14 = 7.69 cm² avec St=20cm²

• Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.12 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.003 < 0.392$$

$$\mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.003 \Rightarrow \beta = 0.9985$$

Donc :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.12 \times 10^6}{0.9985 \times 150 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 = 3.39 cm² St=20cm

2. Armatures de répartition :**• En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour 6HA8} = 3.01 \text{ cm}^2 \text{ avec St} = 15 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour 6HA8} = 3.01 \text{ cm}^2 \text{ avec St} = 15 \text{ cm}$$

III.3.6 Vérifications à l'ELU :**A. Condition de non-fragilité :**

$$A \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : Aa = 3.39 cm² > Amin \Rightarrow condition vérifiée

En travées : At = 7.69 cm² > Amin \Rightarrow condition vérifiée

B. Espacement des armatures : (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

L'espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armature principal

$$St \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Aux appuis : $St = 20 \leq 33\text{cm}$ **condition vérifiée**

En travées : $St = 20 \leq 33\text{cm}$ **condition vérifiée**

-Armatures de répartition :

$$St \leq \text{Min}(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Aux appuis : $St = 15\text{cm} \leq 45\text{cm}$ **conditions vérifiée**

En travées : $St = 15\text{cm} \leq 45\text{cm}$ **conditions vérifiée**

C. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/modifiée 99 Art. 5.1, 211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\right\} \text{MPa} = \min\{3.33; 5\} \text{MPa} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{29.79 \times 10^3}{100 \times 150} = 1.99 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.99 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification de la contrainte d'adhérence et l'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{29.79 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263.76} = 0.83 \text{MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = 0.83 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$$

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 29.79 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 150} = 4.41 \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

❖ **Paillasse**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 29.79 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} \rightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

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

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles de **BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

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

III.3.7 Calcul et vérification à l'ELS :

Combinaison de charges à l'ELS :

- **Volée** : $q_u^v = 8.49 + 2.5 = 11 \text{ KN/m}$
- **Palier** : $q_u^p = 5.45 + 2.5 = 7.95 \text{ KN/m}$

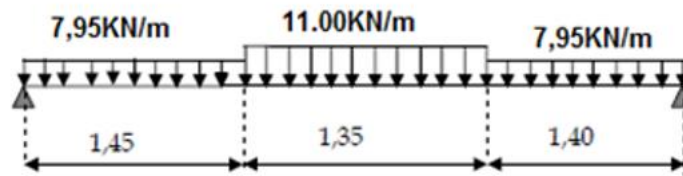


Figure 0-27 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

$$R_A = 18.35 \text{ kN}$$

$$R_B = 17.97 \text{ kN}$$

$$M_z^{max} = M_{(x=2.3)} = 19.64 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = 18.35 \text{ kN}$$

- Aux appuis

$$M_{a1} = (-0.3) M_z^{max} = (-0.3) \times 19.64 = -5.9 \text{ kN.m}$$

- En travée :

$$M_{t1} = (0.85) M_z^{max} = 0.85 \times 19.64 = 16.69 \text{ kN.m}$$

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

En travée :

$$M_{max}^t = 16.69 \text{ kN.m}$$

$$A = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 15} = 0.51$$

De l'abaque on tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.892$ et $K_1 = 31.3$

• Contrainte dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{16.69 \times 10^6}{0.892 \times 150 \times 769} = 162.2 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{162.2}{31.3} = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 162.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En

appuis

:

$$M_{a_{max}} = 5.9 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 15} = 0.226$$

De l'abaque on tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.924$ et $K_1 = 50.79$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{5.9 \times 10^6}{0.924 \times 150 \times 339} = 125.57 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{125.57}{50.79} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba} = 2.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{sa} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{sa} = 125.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91):

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}}$$

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{405} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625$

La condition 1 n'est pas vérifiée, on doit calculer la flèche.

❖ **Paillasse 1**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^2}{10EI_f} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4mm$

Avec

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.9MPa$).

E_i : Module de déformation instantanée ($E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2MPa$).

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_{fv}, I_{fi} : Inertie fictive pour les charges respectivement de longue et courte durée ;

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} ; I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

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

μ, λ ; Coefficients

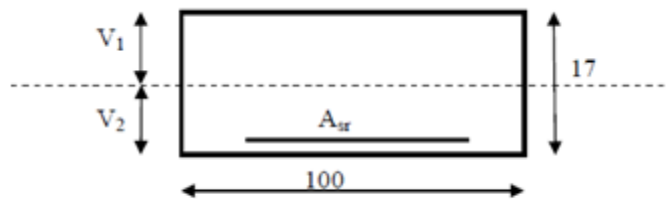


Figure 0-28 : Coupe longitudinal dans la paillasse.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 17 + 15 \times 7.69 = 1815.35 \text{ cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx**

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 15 = 16180.25 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = 16180.25 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{16180.25}{1815.35} = 8.91 \text{ cm} ; \text{ Donc } V_1 = 8.91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.91 = 8.09 \text{ cm} ; \text{ Donc } V_2 = 8.09 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (8.91^3 + 8.09^3) \frac{100}{3} + 15 \times 7.69 (8.09 - 2)^2$$

$$I_0 = 45505.549 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A} = \frac{16.69 \times 10^3}{0.985 \times 15 \times 7.69} = 146.89 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.005 \times (2 + 3)} = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1.68$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 125.57 + 2.1} = 0.2$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 45505.549}{1 + 0.2 \times 1.4} = 39106.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 45505.549}{1 + 0.2 \times 3.5} = 29444.76 \text{ cm}^4$$

Au final :

$$f_v = \frac{16.69 \times 10^3 \times (405)^2}{10 \times 10818.865 \times 39106.33} = 0.647cm < \bar{f} = 0.84m \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$f_i = \frac{16.69 \times 10^3 \times (405)^2}{10 \times 32164.2 \times 29444.76} = 0.289cm < \bar{f} = 0.84mm \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4 Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 4.15m (Entre nus d'appuis) partiellement encastrée dans les poteaux (Semi-encastrée).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

III.4.1 Pré dimensionnement :

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.67 \leq h \leq 41.5$$

On opte pour $h = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions sur RPA :**

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.4 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Section adoptée :

Poutre palière \Rightarrow (25x35) cm²

III.4.2 Détermination des Charges et surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur

(Gme = 2.36 KN/m²).

- **Poids propre de la poutre :**

- Partie A et C : $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.2 \text{ KN/ml}$

- Partie B :

$$0.25 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 31.21} = 2.56 \text{ KN/ml}$$

- **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : $R_B = 20.74 \text{ KN/ml}$.

- Partie B : 0

- **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A : $1.64 \times 2.36 = 3.87 \text{ KN/ml}$.

- Partie C : $0.62 \times 2.36 = 1.46 \text{ KN/ml}$.

Parties B: On aura un chargement trapézoïdal

Point 1: 3.87 KN/ml ; Point 2: 1.46 KN/ml .

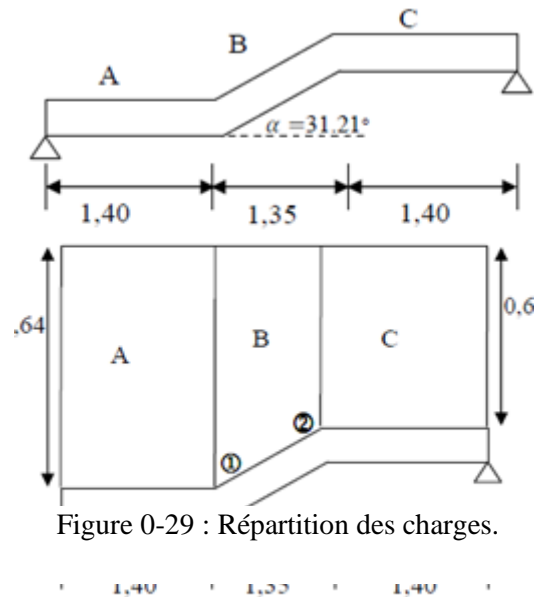


Figure 0-29 : Répartition des charges.

figure III.4.1 Répartition des Charges

III.4.3 Calcul des efforts internes :

Combinaison de charges à l'ELU :

- **Partie A:** $q_u = 1.35(2.2 + 3.87) + 20.74 = 28.93 \text{ KN/ml}$
- **Partie C:** $q_u = 1.35(2.2 + 1.46) + 20.74 = 25.68 \text{ KN/ml}$
- **Partie B:**
 - $\text{point 1: } q_u = 1.35(2.56 + 3.87) + 0 = 8.68 \text{ KN/ml}$
 - $\text{point 2: } q_u = 1.35(2.56 + 1.46) + 0 = 5.43 \text{ KN/ml}$

III.4.3.1 Calcul à l'ELU :

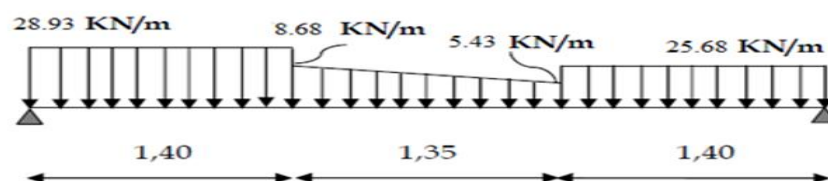


Figure 0-30 : Schéma statique de calcul de la poutre palière à l'ELU.

1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 28.93 \times 1.4 + 5.43 \times 1.35 + \frac{8.68 - 5.43}{2} \times 1.35 + 25.68 \times 1.4 = 85.98 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{28.93 \times 1.40^2}{2} + 5.43 \times 1.35 \times 2.075 + (8.68 - 5.43) \times 1.85 \times 1.35 + 25.68 \times 1.4 \times 3.45 = 4.15 R_B$$

Donc : $R_A = 42.34 \text{ KN}$

$$R_B = 43.64 \text{ KN}$$

2) Calcul des efforts internes

▪ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

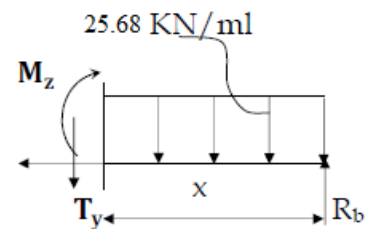
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -25.68 \frac{x^2}{2} + 42.34x$$

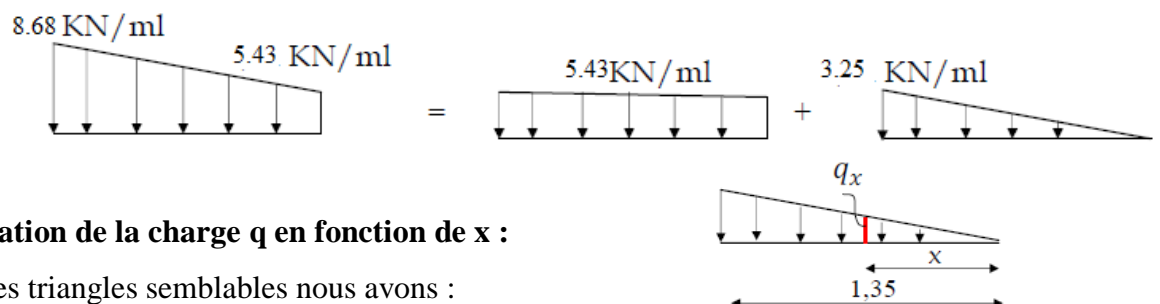
- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 34.1 \text{ KN.m}$

$$T_y = -25.68x + 42.34$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 42.34 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = 6.4 \text{ KN}$

▪ 2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 2.75 \text{ m}$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

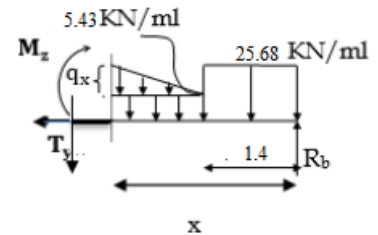
$$\frac{x}{q_x} = \frac{1.35}{3.25} \rightarrow q_x = 2.41x$$

$$M_z = 42.34x - 25.68 \times 1.4 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) - 5.43 \times \frac{(x-1.4)^2}{2} - 2.41 \times \frac{(x-1.4)^2}{2} \times \frac{(x-1.4)}{3}$$

- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 34.1 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 2.75 \rightarrow M_z = 36.8 \text{ KN.m}$

$$T_y = 42.34 - 25.68 \times 1.4 - 5.43(x - 1.4) - 2.41 \frac{(x-1.4)^2}{2}$$

- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = 6.4 \text{ KN}$
- Pour $x = 2.75 \rightarrow T_y = -3.2 \text{ KN}$



M_z , Atteint la valeur max à $x = 2.4 \text{ m}$

En injectant $x = 2.4$ dans M_z , on obtient $M_z^{max} = 37.38 \text{ KN.m}$

- **3^{ème} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

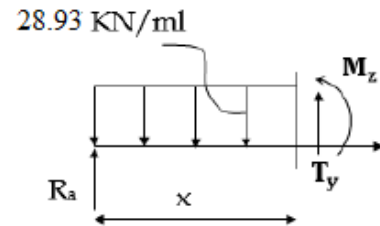
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -28.93 \frac{x^2}{2} + 43.64x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 32.75 \text{ KN.m}$

$$T_y = 28.93x - 43.64$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -43.64 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = -3.2 \text{ KN}$



Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis

$$M_{a1} = (-0.3) M_z^{max} = (-0.3) \times 37.38 = -11.21 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_{t1} = (0.85) M_z^{max} = 0.85 \times 37.38 = 31.77 \text{ KN.m}$$

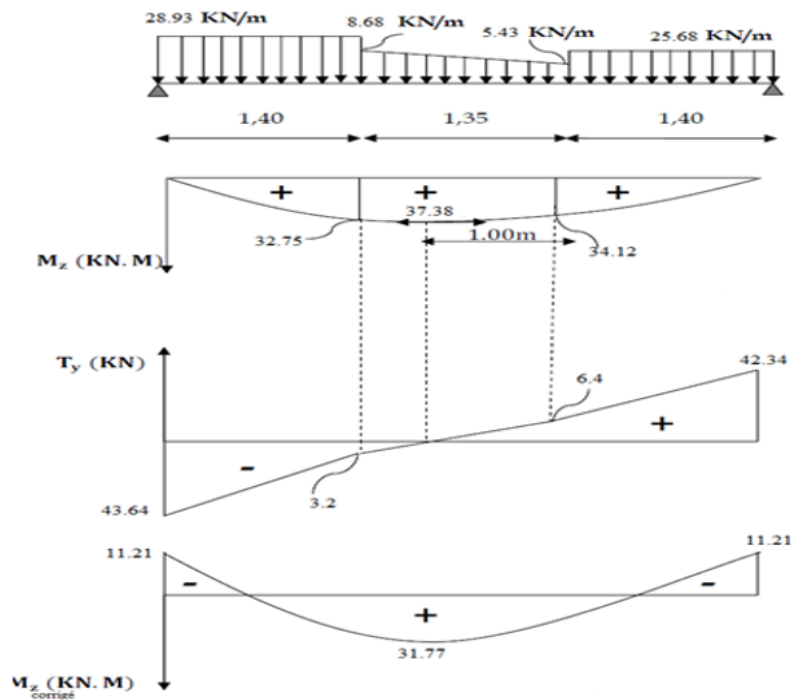


Figure 0-31 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à L'ELU ;

3) Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.77 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.098 \rightarrow \mu_b = 0.098 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.098 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.77 \times 10^6}{0.948 \times 330 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm²

Aux appuis

Le moment max aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.21 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14.2} = 0.028 \rightarrow \mu_b = 0.028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.003 \Rightarrow \beta = 0.986$$

Donc :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.21 \times 10^6}{0.986 \times 330 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12=3.39 cm²

❖ **Le RPA99 exige que :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc :

$$4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 > \frac{0.5bh}{100} = 4.375 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.4 Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non-fragilité :

$$A \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travées : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

B. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/modifiée99 Art. 5.1, 211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \right\} \text{ MPa} = \min \{ 3.33; 5 \} \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{bd} = \frac{43.64 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la contrainte d'adhérence et l'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{43.64 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.29 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04mm$$

$$\tau_{se} = 1.29MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow \text{Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.}$$

D. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

-Influence sur le béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 43.64 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 330} = 1.18 \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

E. Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 43.64 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} \rightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes}$$

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

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$L_{s1} = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow L_{s1} = 50 \text{ cm (En travée)}$$

$$L_{s2} = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_{s2} = 50 \text{ cm (Aux appuis)}$$

Les règles de **BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_{c1} = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$L_{c2} = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Finalement} \rightarrow L_c = 20 \text{ cm}$$

G. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre armatures transversales : (Art. A.7.2,2/BAEL91 modifié 99)**

$$\phi \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1.4 \right\} = 1cm ; \text{ soit } \phi = 8 mm$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en $\phi 8$; donc $A_t = 2.01 cm^2$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1, 232 / BAEL91)

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(0.53 - 0.3 \times 2.1) 25 \times 1.15} < 0$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction dû au cisaillement.

Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- **L'espacement max des armatures transversales : (Art. A.5, 22/BAEL91 modifié 99)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 33; 40) = 29.7cm$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)**
- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_t \geq 0.003 S_t b \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8cm$$

Soit : $S_t = 25cm$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1 \right\} = \min(8.75; 12) = 8.75cm$$

Soit

$$S_{t \max} \leq \min(29.7; 8.75) = 8.75cm$$

On opte pour $S_{t \max} = 7cm$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit

$$S_{t \max} \leq \min(29.7; 17.5) = 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

III.4.5 Vérification à l'ELS :

Combinaison de charges à l'ELS :

Partie A : $q_u = (2.2 + 3.87) + 17.97 = 24.04 \text{ KN/ml}$

Partie C : $q_u = (2.2 + 1.46) + 17.97 = 21.63 \text{ KN/ml}$

Partie B : Point 1 : $q_u = (2.56 + 3.87) + 0 = 6.43 \text{ KN/ml}$

Point 2 : $q_u = (2.56 + 1.46) + 0 = 4.02 \text{ KN/ml}$

III.4.5.1 Calcul à l'ELS :

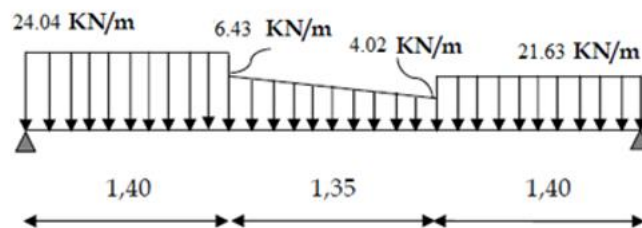


Figure 0-32 : Schéma statique à l'ELS.

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 24.04 \times 1.4 + 4.02 \times 1.35 + \frac{6.43 - 4.02}{2} \times 1.35 + 21.63 \times 1.4 = 71 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{24.04 \times 1.40^2}{2} + 4.02 \times 1.35 \times 2.075 + (6.43 - 4.02) \times 1.85 \times 1.35 + 21.63 \times 1.4 \times 3.45 = 4.15 R_B$$

Donc : $R_A = 36 \text{ KN}$

$$R_B = 35 \text{ KN}$$

2. Calcul des efforts internes :

▪ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

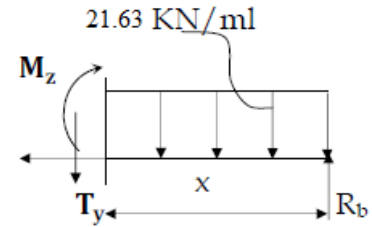
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -21.63 \frac{x^2}{2} + 35x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 27.8 \text{ KN.m}$

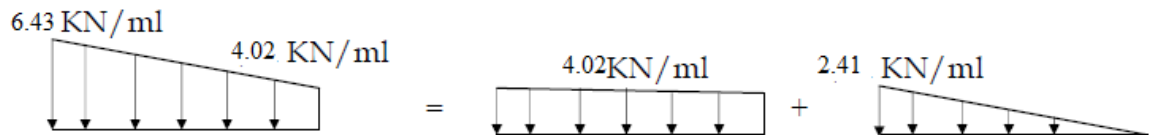
$$T_y = -21.63x + 36$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 36 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = 5.72 \text{ KN}$



▪ 2ème tronçon : $1.4 \leq x \leq 2.75 \text{ m}$

La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



Détermination de la charge q en fonction de x

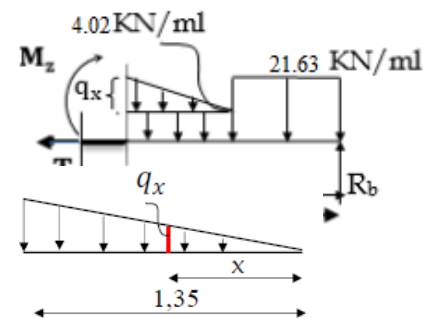
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{x}{q_x} = \frac{1.35}{2.41} \rightarrow q_x = 1.79x$$

$$M_z = 35x - 21.63 \times 1.4 \left(x - \frac{1.4}{2} \right) - 4.02 \times \frac{(x - 1.4)^2}{2} - 1.79 \times \frac{(x - 1.4)^2}{2} \times \frac{(x - 1.4)}{3}$$

- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 27.8 \text{ KN.m}$
- Pour $x = 2.75 \rightarrow M_z = 29.8 \text{ KN.m}$

$$T_y = 35 - 21.63 \times 1.4 - 4.02(x - 1.4) - 1.79 \frac{(x - 1.4)^2}{2}$$



- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = 4.72 \text{ KN}$
- Pour $x = 2.75 \rightarrow T_y = -2.3 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = 2.4 \text{ m}$

En injectant $x = 2.4$ dans M_z , on obtient $M_z^{max} = 30.21 \text{ KN.m}$

▪ 3ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

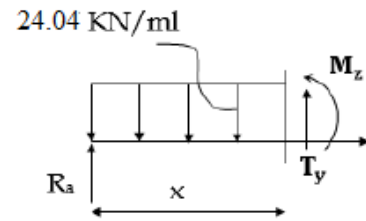
$$\Sigma M/\delta = 0$$

$$M_z = -24.04 \frac{x^2}{2} + 36x$$

- Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow M_z = 27 \text{ KN.m}$

$$T_y = 24.04x - 36$$

- Pour $x = 0 \rightarrow T_y = -36 \text{ KN}$
- Pour $x = 1.4 \rightarrow T_y = -2.3 \text{ KN}$



Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_z^{max} = M_{(x=2.4)} = 30.21 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = 36 \text{ KN}$$

- Aux appuis

$$M_{a1} = (-0.3) M_z^{max} = (-0.3) \times 30.21 = -3.1 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_{t1} = (0.85) M_z^{max} = 0.85 \times 30.21 = 25.68 \text{ KN.m}$$

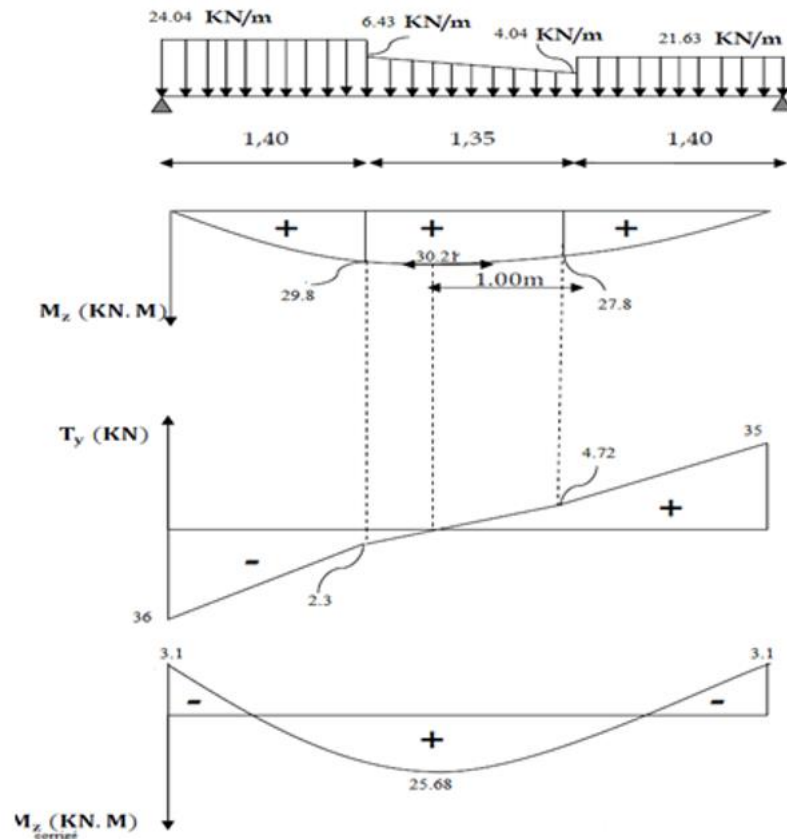


Figure 0-33 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

III.4.5.2 Vérifications à l'ELS :

A. Etat limite de compression du béton :

- En travée

$$M_{max}^t = 25.68 \text{ KN.m}$$

$$A = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56$$

De l'abaque on tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.888$ et $K_1 = 29.64$

- Contrainte dans le béton

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{25.68 \times 10^6}{0.888 \times 330 \times 462} = 189.7 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{189.7}{29.64} = 6.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = 189.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En

appuis

:

$$M_{a_{max}} = 3.1 \text{ KN.m}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.472$$

De l'abaque on tire les valeurs de : $\beta_1 = 0.896$ et $K_1 = 33.08$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{3.1 \times 10^6}{0.896 \times 330 \times 339} = 30.93 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{30.93}{33.08} = 0.935 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ba} = 0.935 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{sa} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{sa} = 30.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B. Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91):

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\boxed{\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}}$$

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{25 \times 33} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 M_0} \rightarrow \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{25.68}{15 \times 51.75} = 0.033 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales :**
 - **Armatures supérieures (Aux appuis) :3HA 12.**
 - **Armatures inférieures (En travée) :3HA 14.**
- **Armatures transversales :**
Un cadre et un étrier en HA 8.

III.5 Etude de poutre chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

III.5.1 Pré dimensionnement :

❖ Hauteur :

La dimension minimale de la hauteur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15cm

$$h \geq 15\text{cm}$$

Soit : **$h=30\text{cm}$**

❖ Largeur :

La largeur de la poutre chaînage est donnée par :

$$b \geq \frac{2}{3}e$$

$$b \geq \frac{2}{3}(30)=25\text{cm}$$

Avec :

e : épaisseur du mur double cloison

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

Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.2 Détermination des charges et surcharges :

❖ Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.87 \text{ kN/m}^2$

Poids du mur : $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.3) = 6.51 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 8.38 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3 Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35G = (1.35 \times 8.38) = 11.31 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G = 8.38 \text{ KN/ml}$

III.5.4 Calculs à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

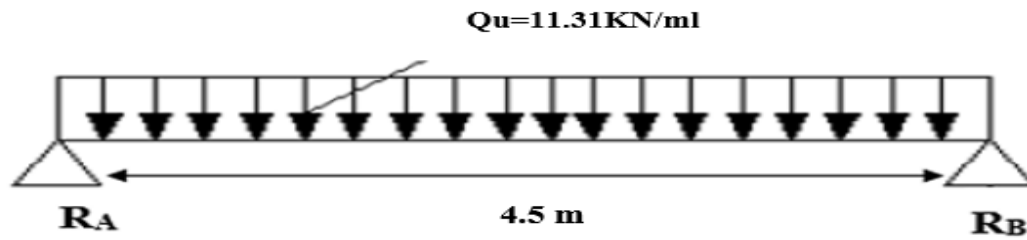


Figure 0-34 : schéma statique de la poutre chaînage à l'ELU

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_U L}{2} = \frac{11.31 \times 4.5}{2} = 25.44 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

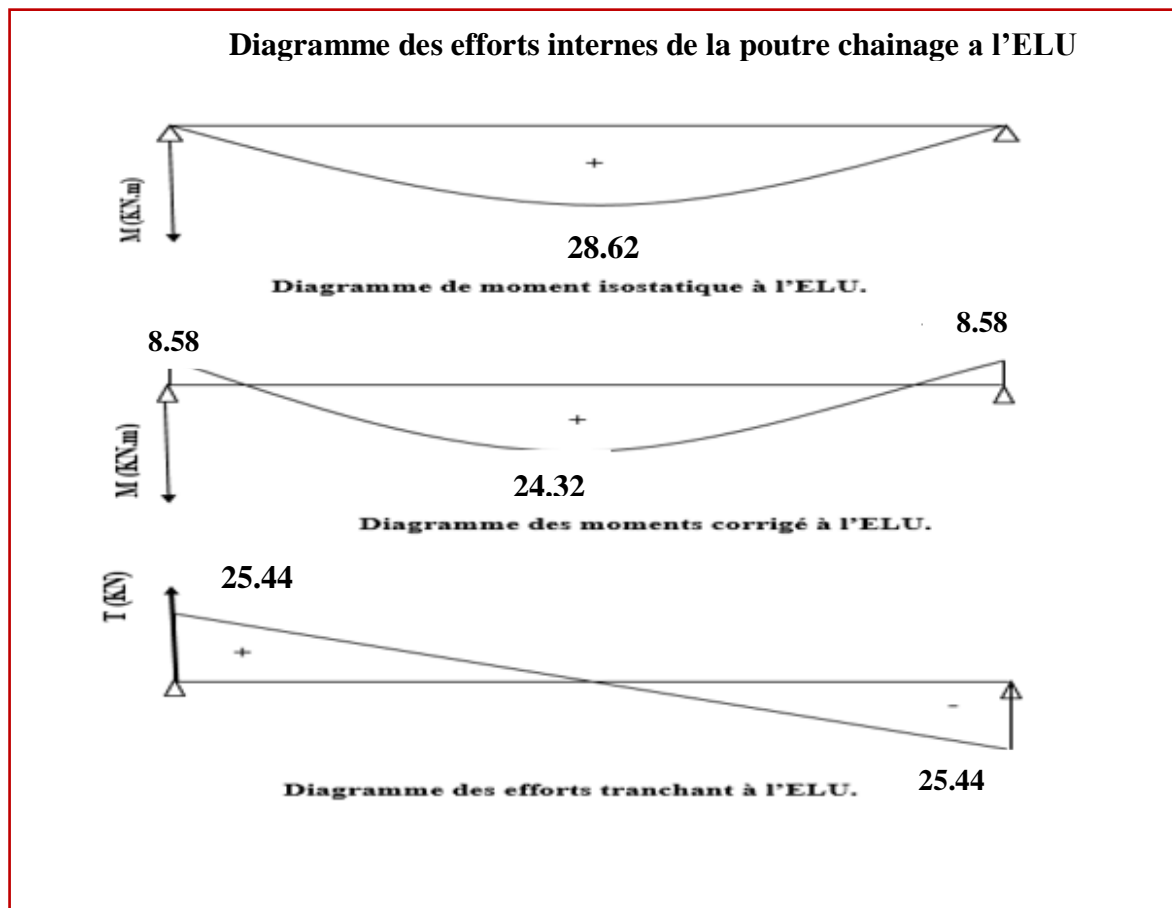
$$M_0 = \frac{Q_U L^2}{8} = \frac{11.31 \times 4.5^2}{8} = 28.62 \text{ KN.m}$$

❖ Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 24.32 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -8.58 \text{ KN.m}$

2. Diagramme des efforts interne :



III.5.5 Ferrailage à ELU :**III.5.5.1 Les armatures longitudinales :****❖ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 24.32 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{24.32 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.094 \Rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{24.32 \times 10^3}{0.951 \times 27 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis :

$$M_a = -8.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{8.58 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.033 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{8.58 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.5.2 Les armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\varnothing_t : diamètre des armatures transversal.

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0.85; 1.2; 2.5\} = 0.85 \text{ cm}$$

Soit : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA10

III.5.6 Vérification à ELU :**1. Condition de non-fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.815 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.815 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 25.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{25.44 \times 10}{25 \times 27} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a: longueur d'appui de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 25 \times 10^{-1} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 25.44 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec : $M_{\max} = -8.58 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 25.44 \text{ KN}$

$$\left(25.44 + \frac{8.58}{0.9 \times 27} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$0.741 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 12 = \mathbf{113.09 \text{ cm}}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{25.44 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.09} = 0.925 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.925 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{7.5; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 7.5 \text{ cm}$$

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

❖ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.5.7 Calcul et vérification à ELS :

Calcul des efforts internes à l'ELS :

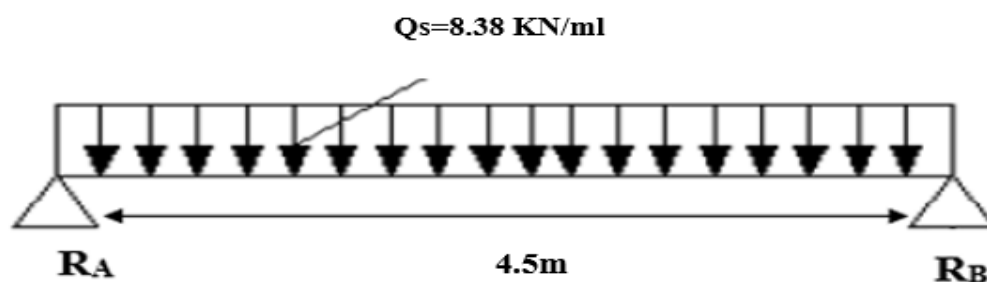


Figure 0-35 : Schéma statique de la poutre chaînage à l'ELS

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_s L}{2} = \frac{8.38 \times 4.5}{2} = 18.85 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

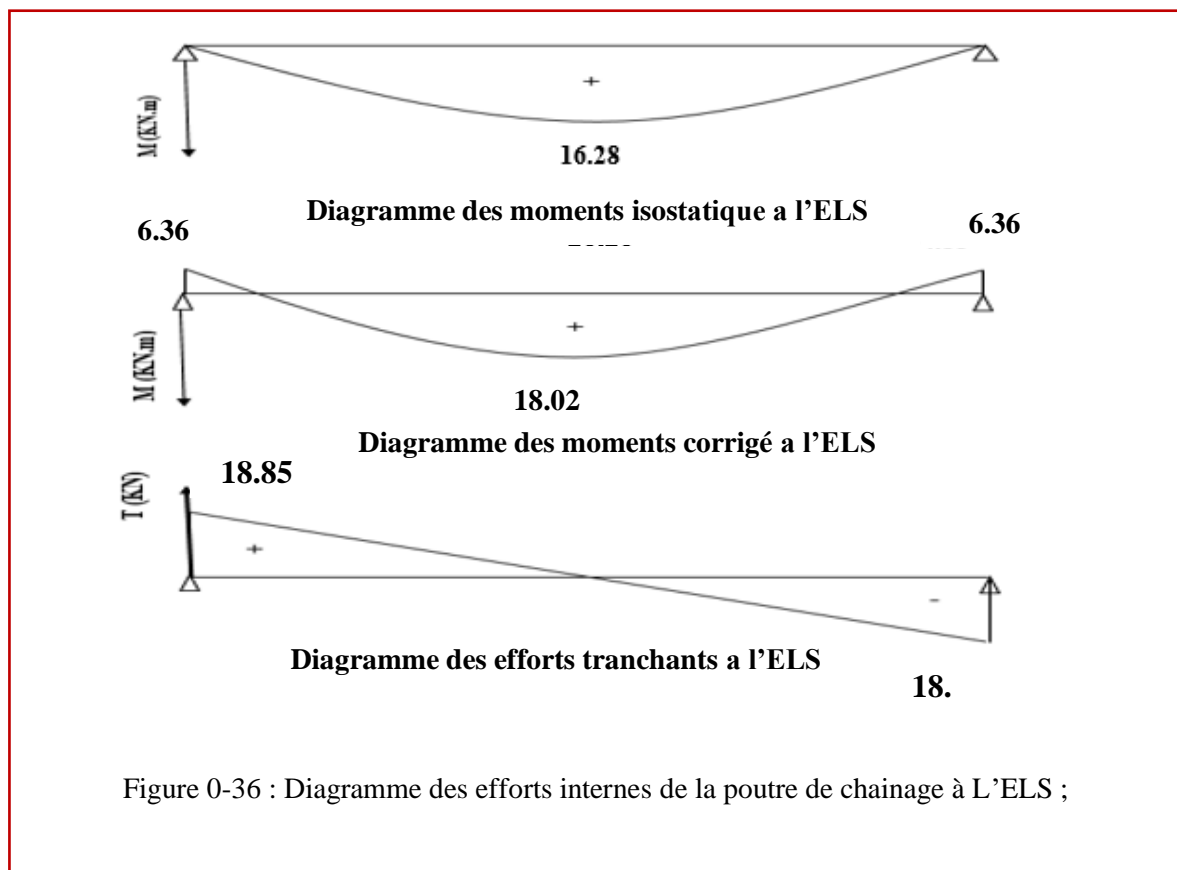
$$M_0 = \frac{Q_u L^2}{8} = \frac{8.38 \times 4.5^2}{8} = 21.21 \text{ KN.m}$$

❖ Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 21.21 = 18.02 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 21.21 = -6.36 \text{ KN.m}$

1. Diagramme des efforts interne :



Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

❖ **En travée :**

Avec :

$$M_s = 18.02 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = 0.502 \rightarrow \beta_1 = 0.893 \rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{18.02 \times 10^3}{0.893 \times 27 \times 3.39} = 220.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{31.73} \times 220.46 = 6.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -6.36 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.5$$

$$\rho_1 = 0.348 \rightarrow \beta_1 = 0.893 \rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.36 \times 10^3}{0.893 \times 27 \times 3.39} = 77.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.35} \times 77.81 = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA 12

Aux appuis : 3HA12

❖ **Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA10 .

III.6 La salle machine

III.6.1 Introduction

Notre immeuble comporte deux cages d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(1.4 \times 1.7) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

Cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à $V = (1 \text{ m/s})$.

III.6.2. Dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} \rightarrow h_t \geq \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm}$$

h_t : l'épaisseur de la dalle pleine

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12 cm (selon le RPA version 2003).

On prend $h_t = 15 \text{ cm}$

III.6.3 Calcul de sollicitation

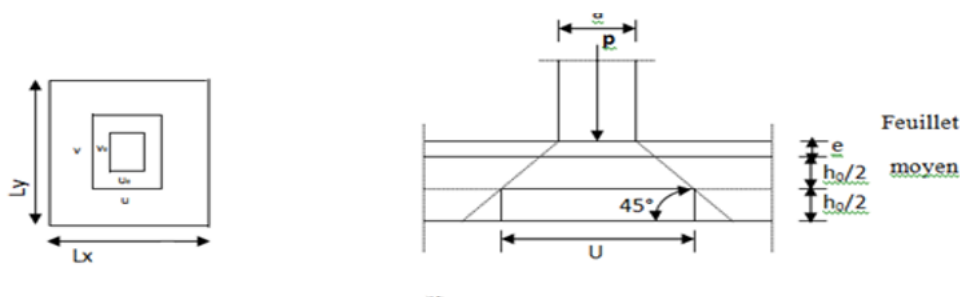


Figure III-27 : Diffusion de charges dans feuillet moyen.

$$l_x = 1.4 \text{ m} ; l_y = 1.7 \text{ m}$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.7} = 0.82 \rightarrow \rho > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

III.6.3.1 Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \Rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport ρ et du coefficient de poison ϑ

Avec :

$$\vartheta = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\vartheta = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

q : uniformément répartie sur tout la dalle.

a. Etat limite ultime (ELU) : $\vartheta = 0$

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0542 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

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

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$M_{ux1} = \mu_x q l_x^2 = 0.0542 \times 8.05 \times 1.4^2 = 0.855 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = \mu_y M_x = 0.631 \times 0.855 = 0.54 \text{ KN.m}$$

b. État limite de service (ELS) $\vartheta = 0,2$:

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.737 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$M_{sx1} = 0.0610 \times 5.85 \times 1.4^2 = 0.699 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.737 \times 0.699 = 0.515 \text{ KN.m}$$

III.6.3.2 Moments dues à la charge localisée :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_y = P(M_2 + \vartheta M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients données par les abaques en fonction de ρ et le rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V cotées des rectangles sur les quels la charges q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2 \varepsilon e + h$$

$$V = V_0 + 2 \varepsilon e + h$$

Avec :

h : hauteur de la dalle (15cm)

e : revêtement de la dalle 5cm.

ε : dépend de la nature de revêtement dans notre cas la dalle est compose de béton armé, égale 1

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05 \text{ m}$$

$$U = V = 1.05 \text{ m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.4} = 0.75$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.7} = 0.6$$

$$\text{avec : } \rho = 0.8$$

Après interpolation on aura : $M_1=0.078$; $M_2=0.053$

➤ Calcul à l'ELU : $\vartheta = 0$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.078 = 9.477 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u M_2 = 121.5 \times 0.053 = 6.44 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul à l'ELS : $\vartheta = 0.2$

$$P=90 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{sx2} = P(M_1 + \vartheta M_2) = 90(0.078 + 0.2 \times 0.053) = 7.974 \text{ KN.m} \\ M_{sy2} = P(M_2 + \vartheta M_1) = 90(0.053 + 0.2 \times 0.078) = 6.174 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3.3 Superposition des moments :

➤ A l'ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0.855 + 9.477 = 10.332 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.54 + 6.44 = 6.98 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.699 + 7.974 = 8.673 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.515 + 6.174 = 6.689 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

➤ En travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{ux} = 0.85 \times 10.332 = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{uy} = 0.85 \times 6.98 = 5.933 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 M_{ux} = -0.3 \times 10.332 = -3.1 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_{uy} = -0.3 \times 6.98 = -2.094 \text{ KN.m}$$

III.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

- Sens x-x :

En travée :

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.78}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.78 \times 10^6}{0.982 \times 130 \times 348} = 197.6 \text{ mm}^2 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.1}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.1 \times 10^6}{0.9935 \times 130 \times 348} = 68.97 \text{ mm}^2 = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

- Sens y-y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.933}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.025 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.025 \rightarrow \beta = 0.9875$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.933 \times 10^6}{0.9875 \times 130 \times 348} = 132.8 \text{ mm}^2 = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 25 \text{ cm}$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.094}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.009 \rightarrow \beta = 0.9955$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.094 \times 10^6}{0.9955 \times 130 \times 348} = 46.49 \text{ mm}^2 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad St = 25 \text{ cm}$$

III.6.5 Vérification à L'E.L. U :**a. Vérification de la condition de non-fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91/révisée 99) :**

$$\rho = \frac{A_{min}}{S} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho_y}{2} \right) \quad \text{avec } \rho_y = \frac{l_x}{l_y} \quad \rho_y > \rho_0$$

Avec :

ρ_0 : taux d'acier . $\rho_0 = 0,0008$ (acier HA FeE400)

A_{min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

$$\rho_y = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.7} = 0.82$$

- Sens x-x :

$$A_{x \min} > \rho_0 \left(\frac{3-\rho_y}{2} \right) S \rightarrow A_{x \min} > 0.0008 \left(\frac{3-0.82}{2} \right) (100 \times 15) \rightarrow A_{x \min} > 1.308 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.308 \text{ cm}^2 < A_{adm} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens y-y:

$$\rho = \frac{A_{y \min}}{S} \geq \rho_0$$

$$A_{y \min} > \rho_0 S \rightarrow A_{y \min} > 0.0008(100 \times 15) \rightarrow A_{y \min} > 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{adm} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Diamètre maximal des barres (Art. A.7.2,1 BAEL 91 /révisée99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

\emptyset :Diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

c. Espacement des armatures :

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $St = 25 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

⇒ conditions vérifiées

d. Vérification de la contrainte tangentielle :(art A.5.2.2 / BAEI91modifiées99) :

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$V_u = \frac{P}{2U_0 + V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. Condition de poinçonnement (Art.5.2,42. BAEI91 modifié99)

$$Q_u \leq 0.045 u_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

u_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$u_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 90 \times 1.35 = 121.5 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

III.6.6 Vérification a l'ELS :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

➤ En travée :

$$M_x^t = 0.85M_{sx} = 0.85 \times 8.673 = 7.37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0.85M_{sy} = 0.85 \times 6.689 = 5.685 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3M_{sx} = -0.3 \times 8.673 = -2.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^a = -0.3M_{sy} = -0.3 \times 6.689 = -2.0067 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **État limite de compression de béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Sens X-X :

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{13 \times 100} = 0.154 \rightarrow \beta = 0.9355 \rightarrow K_1 = 62.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta d A_s} = \frac{7.37 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 201} = 301.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{301.49}{62.52} = 4.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{13 \times 100} = 0.154 \rightarrow \beta = 0.9355 \rightarrow K_1 = 62.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta d A_s} = \frac{2.6 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 201} = 106.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106.36}{62.52} = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{13 \times 100} = 0.154 \rightarrow \beta = 0.9355 \rightarrow K_1 = 62.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta d A_s} = \frac{5.685 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 201} = 232.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232.56}{62.52} = 3.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{13 \times 100} = 0.154 \rightarrow \beta = 0.9355 \rightarrow K_1 = 62.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta d A_s} = \frac{2.0067 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 201} = 82.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.09}{62.52} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

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 préjudiciable. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

(A.4.5, 32 BAEL 91 /révisé99)

➤ **Etat limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_s}{20 M_0} \rightarrow 0.1 \geq \frac{0.85 \times 10.332}{20 \times 10.332} = 0.042 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{13 \times 100} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens longitudinal X-X :

- En travée : $A_t = 4HA8$ avec $St = 25cm$.
- Aux appuis : $A = 4HA8$ avec $St = 25cm$.

Sens transversal Y-Y :

- En travée : $A_t = 4HA8$ avec $St = 25cm$.
- Aux appuis : $A_a = 4HA8$ avec $St = 25cm$.

III.7 Calcul des dalles pleines :

Le bâtiment comprend des dalles pleines considérées comme des consoles en béton armé encastrées à leur extrémité (poutre de rive), ayant un garde-corps de hauteur ($h = 3,06$ m) en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Remarque :

Il y'a une différence significative entre un chargement appliqué par un garde-corps de $h=3,06m$ et un garde-corps de $h=1m$, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

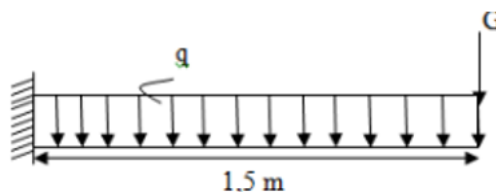
III.7.1 Pré dimensionnement de la dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p \geq \frac{L}{100} \quad \text{Avec, } L : \text{La largeur du balcon.}$$

$$e_p \geq \frac{L}{100} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit donc } e_p = 15cm$$

Le schéma statique de la console est donné sur la figure suivante :



III.7.2 Détermination des charges et des surcharges :

- Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :

$$G = 5.79 \times 1 = 5.79 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

- Charges et surcharges revenant au garde-corps :

$$g = 2.36 \times 3.06 = 7.22 \text{ KN / ml}$$

$$q = 1 \text{ KN / ml}$$

III.7.3 Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

Dalle pleine :

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{u1} = 1.35(5.79) + 1.5(3.5) = 13.066 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps :

$$q_{u2} = 1.35 g$$

$$q_{u2} = 1.35 g = 1.35 \times 7.22 = 9.747 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

Dalle pleine :

$$q_{s1} = G + Q$$

$$q_{s1} = 5.79 + 3.5 = 9.29 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps :

$$q_{s2} = g = 7.22 \text{ KN/ml}$$

III.7.4 Calcul a l'ELU

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

Calcul de moment fléchissant :

- Le moment provoqué par la charge q_{u1} :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{13.066 \times 1.5^2}{2} = 14.699 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2} :

$$Mq_{u2} = q_{u2} \times l = 9.747 \times 1.5 = 14.62 \text{ KN.m}$$

- Le moment total :

$$M_u = Mq_{u1} + Mq_{u2} = 14.699 + 14.62 = 29.319 \text{ KN.m}$$

Calcul Effort tranchant :

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1} :

$$Vq_{u1} = q_{u1} \times l = 13.066 \times 1.5 = 19.599 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2} :

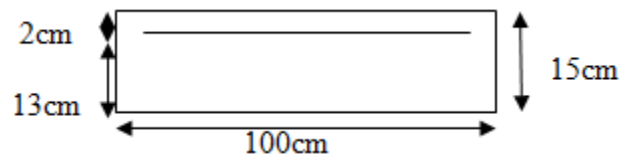
$$Vq_{u2} = q_{u2} = 9.747 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :

$$V_u = Vq_{u1} + Vq_{u2} = 19.599 + 9.747 = 29.346 \text{ KN}$$

III.7.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.



a) Armatures principales :

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{29.319}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA } (A_{sc} = 0 \text{ cm}^2)$$

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.319 \times 10^6}{0.935 \times 130 \times 348} = 693.13 \text{ mm}^2 = 6.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition :

Selon (Art.8.2, 41 du BAEL 91/révisé99) , Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés , les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq \frac{A_{adp}}{3}$$

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{7.69}{3} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.7.6 Vérifications à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non-fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91/révisée 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 < A_{adp} = 7.69 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91/revisé99) :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{29.346 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.225 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.255 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c) Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\Sigma u_i = n\pi Q = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}, \text{ avec } n : \text{ nombre de barre}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.346 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 219.8} = 1.14 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

d) Vérification de l'écartement des barres :(A.8.2, 42BAEL 91 /révisée99) :

- Pour des charges concentrées :

Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- Pour des charges réparties :

Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

e) Longueur de scellement droit : :(Art A6.1 ,221BAEL 91/révisé99) :

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

droit l_s est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

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

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

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.8354} = 49.38 \text{ cm}$$

On opte pour $L_s = 56 \text{ cm}$

L_s Dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 25 \text{ cm}$.

III.7.7 Calcul a l'ELS :

Calcul de moment fléchissant :

- Le moment provoqué par la charge q_{s1} :

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} l^2}{2} = \frac{9.29 \times 1.5^2}{2} = 10.45 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{s2} :

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 7.22 \times 1.5 = 10.83 \text{ KN.m}$$

- Le moment total :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 10.45 + 10.83 = 21.28 \text{ KN.m}$$

Calcul Effort tranchant :

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s1} :

$$V_{q_{s1}} = q_{s1} \times l = 9.29 \times 1.5 = 13.935 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s2} :

$$V_{q_{s2}} = q_{s2} = 7.22 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant total :

$$V_s = V_{q_{s1}} + V_{q_{s2}} = 13.935 + 7.22 = 21.155 \text{ KN}$$

III.7.8 Vérification à l'ELS :

a. État limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91/révisée99)

- Contrainte dans l'acier :

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0.591 \rightarrow \beta = 0.8865 \rightarrow k_1 = 29.055$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} = \frac{21.28 \times 10^6}{0.8865 \times 130 \times 769} = 240.117 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s = 240.117 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{240.117}{29.055} = 8.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. État limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 /révisée99) :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq 0.06 & \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \rightarrow 0.1 \geq \frac{21.28}{10 \times 21.28} = 0.1 & \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.69}{13 \times 100} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.0059 \leq 0.0105 & \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la dalle pleine au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas : **A = 0.15** (Zone (IIa), groupe d'usage 2)

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

W_p : poids de l'élément secondaire $W_p = G = 5.79 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.79 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \rightarrow F_p = Q = \frac{1 \text{KN}}{\text{ml}}$$

Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :

- Armatures principales :

A = 5HA14 = 7.69 cm²/ml St = 20 cm.

- Armatures de répartition :

Ar = 4HA10 = 3.14 cm²/ml St = 25cm

A blue scroll graphic with a vertical strip on the left and a horizontal strip across the middle. The horizontal strip has rounded ends and a small circular detail on the right side.

Chapitre IV

Présentation De Logiciel

IV.1 Généralités sur le logiciel :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems » pouvant être traduit par « *Analyse tridimensionnelle étendue des systèmes de construction* ».

Ce logiciel a été développé par la compagnie américaine « COMPUTERS and STRUCTURES », avec une première version datant de 1984.

IV.2 Description du logiciel

ETABS est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

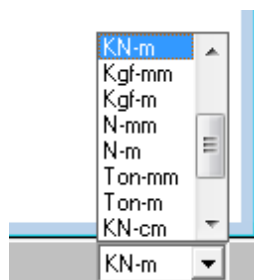
IV.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécifier les conditions aux limites.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

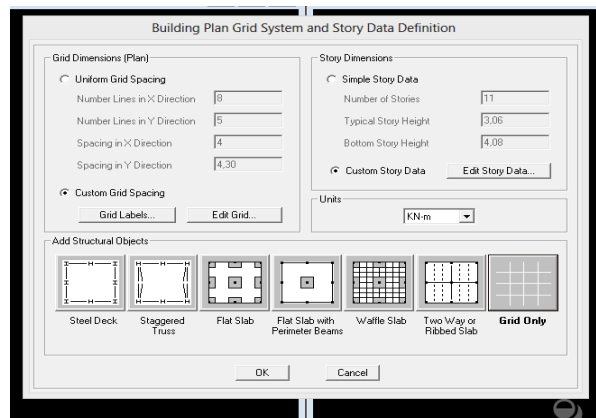
- **Choix des unités :** c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



➤ **Géométrie de base :**

On clique sur :

File ⇒ New model ⇒ No ⇒ boîte de dialogue intitulée « Building Plan Grid System and Story Data Definition » apparaît tel que :

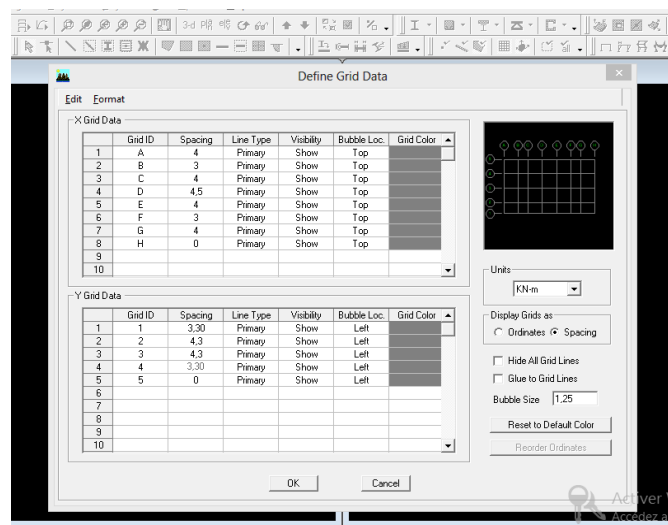


Cette opération permet d'introduire :

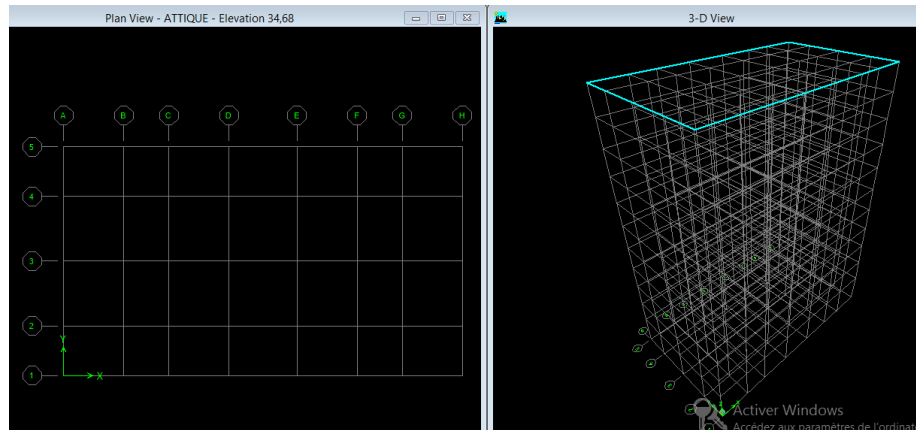
- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs de différents étages.
- Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



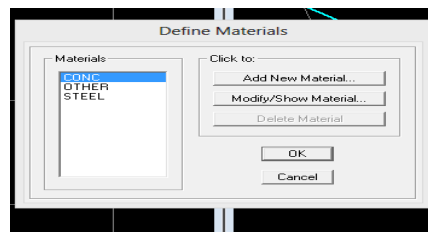
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



b. Spécification des caractéristiques mécaniques des éléments :

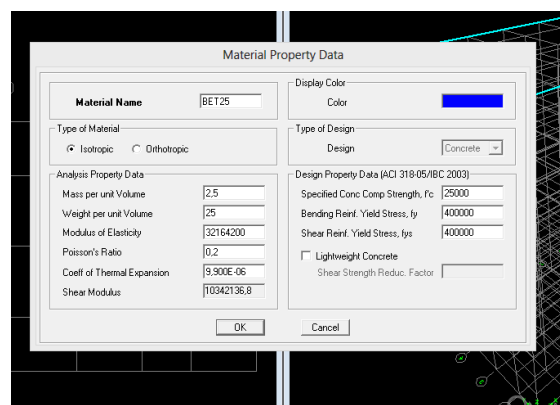
La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ define material propriétés ⇒ boîte de dialogue intitulée « define materials » apparaît tel que :



On sélectionne : Add new material ⇒ une boîte de dialogue s'affiche :

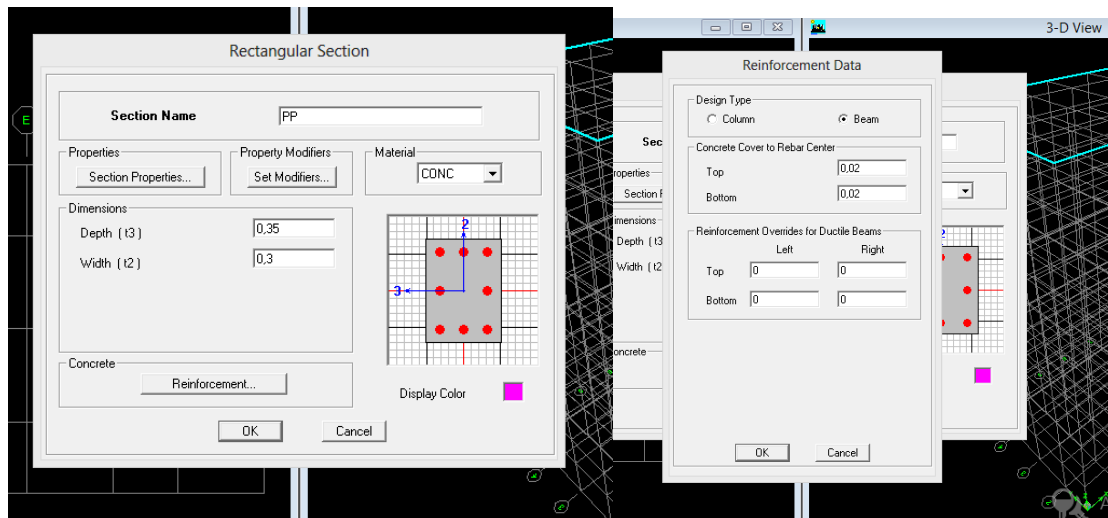
Dans la boîte dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



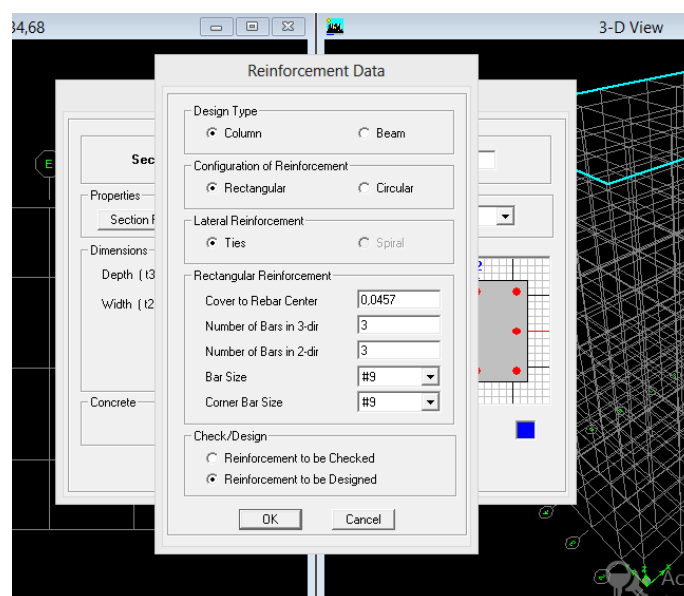
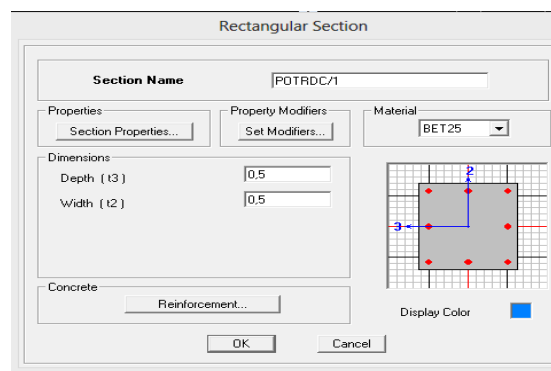
c. Spécification des caractéristiques géométriques des éléments :

Cette étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

define ⇒ define fram properties ⇒ add rectangulair



On procède de la même manière pour les poteaux.



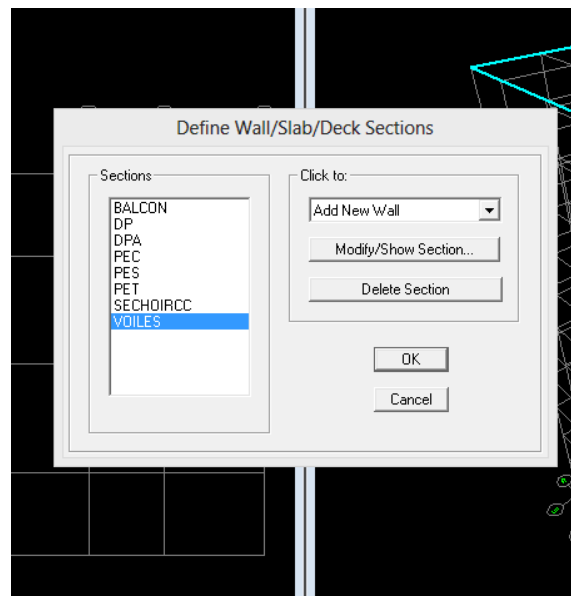
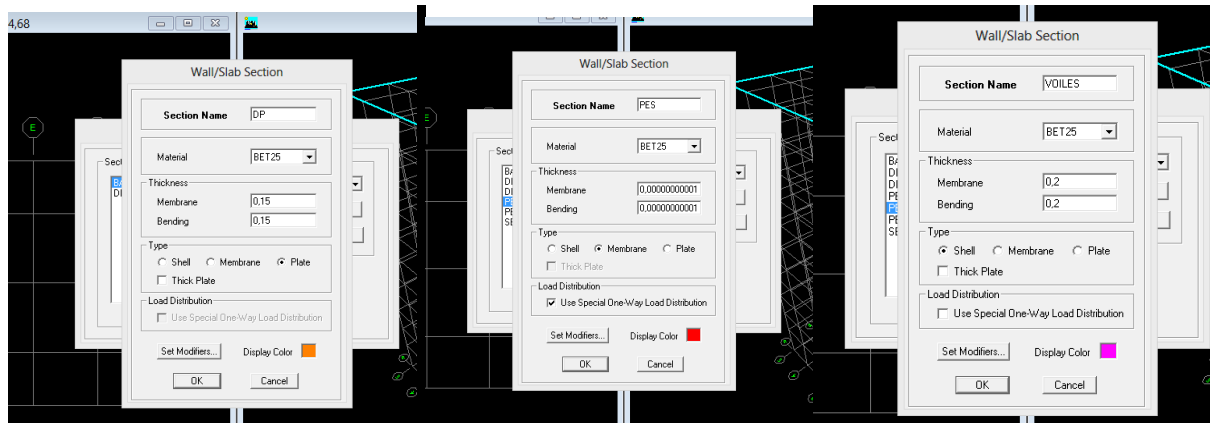
Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define ⇒ define wall/ slab /deck section ⇒ add new slab (dalle pleine et planchers)/ add new wall (voile)

Pour dalle pleine :

pour plancher :

pour voile :




➤ Dessin des éléments de la structure :



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

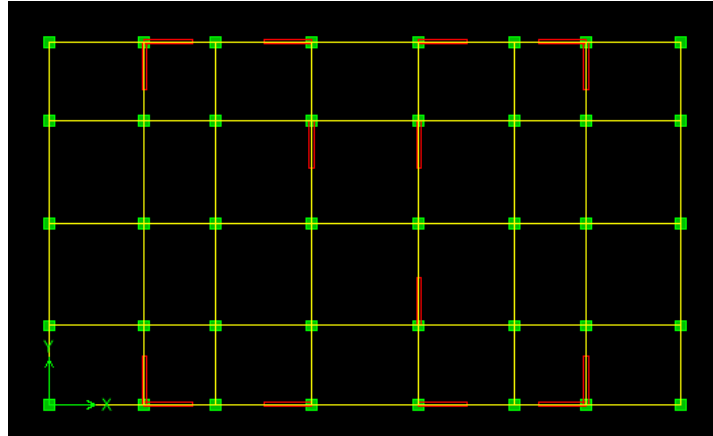
Pour les poteaux :

On clique sur :

Draw ⇒ draw line objects ⇒ create columns in region or at clicks  ⇒ on choisit pot (45x45) par exemple et on valide.

Pour les poutres et les voiles :

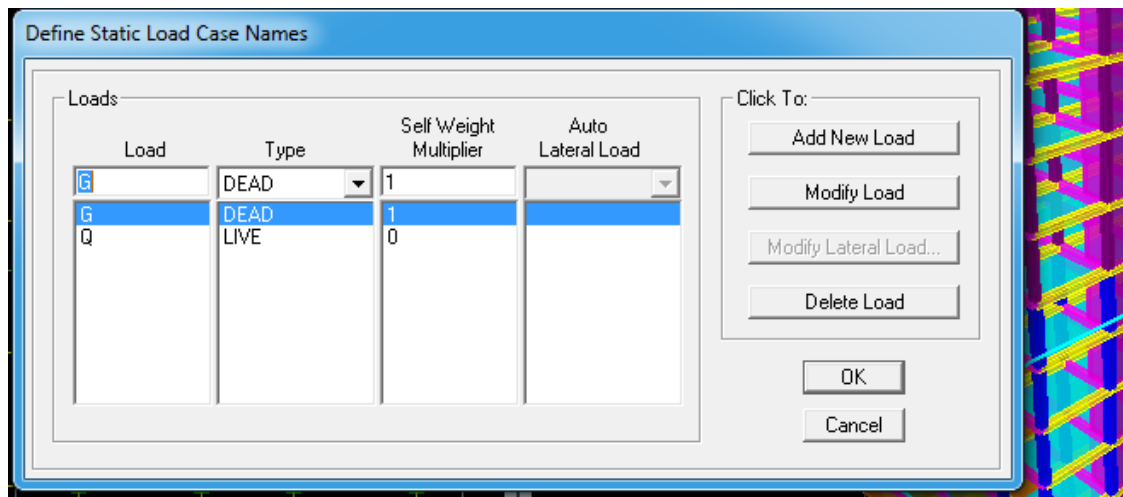
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur le bouton  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :

**d. Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur :

Define ⇒ static load cases

Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

**Remarque :**

En introduisant la valeur de 1 dans la case « Self Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges

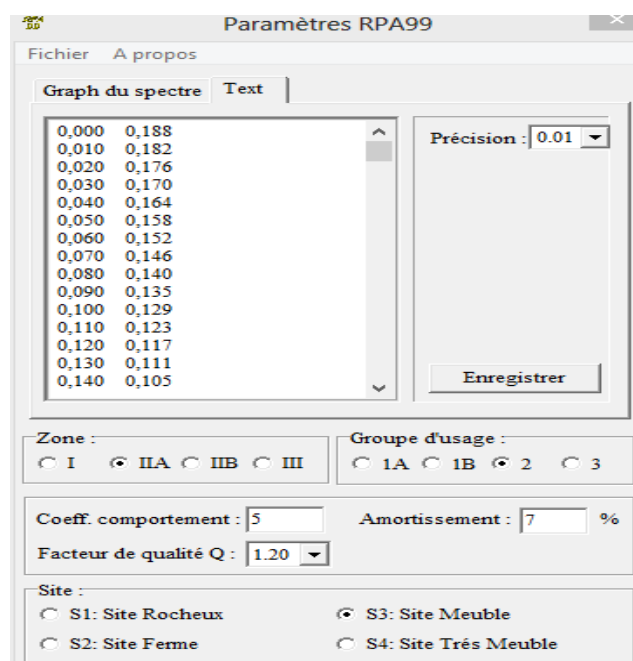
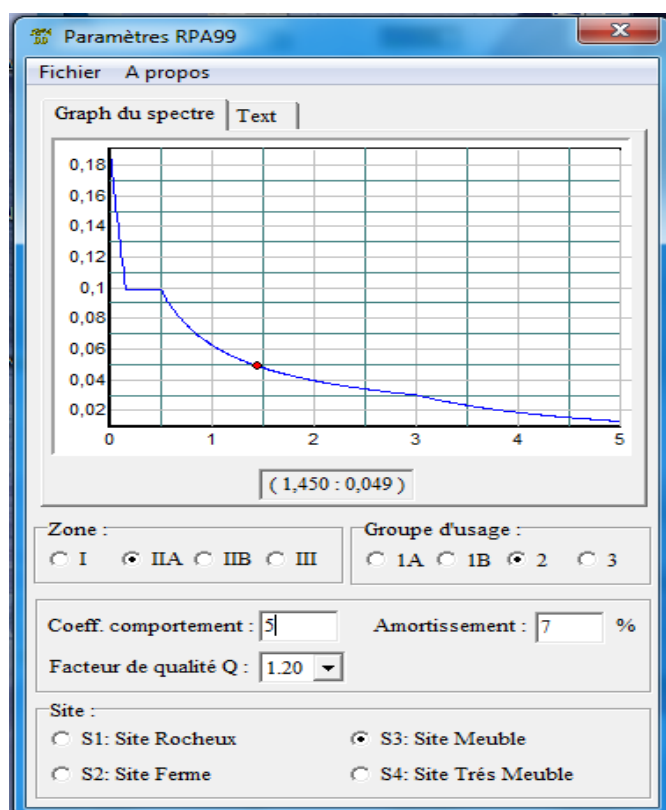
permanentes G.

e. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :

1ère étape : Définition du spectre de réponse :

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application **RPA99** qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site d'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

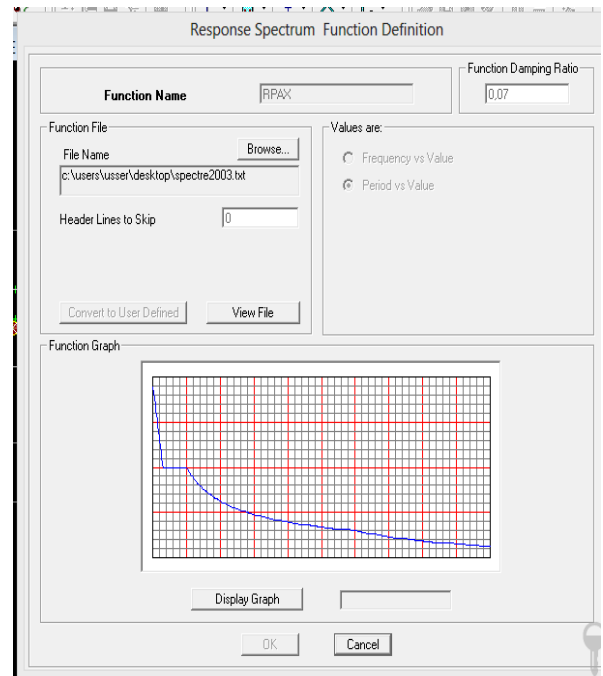
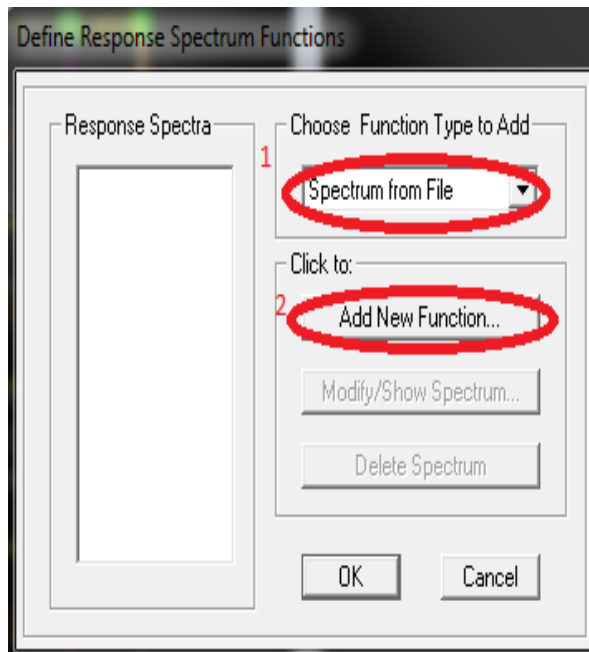


2ème étape : Introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant :

Define⇒ Response Spectrum Functions .

les étapes à suivre sont les suivantes :

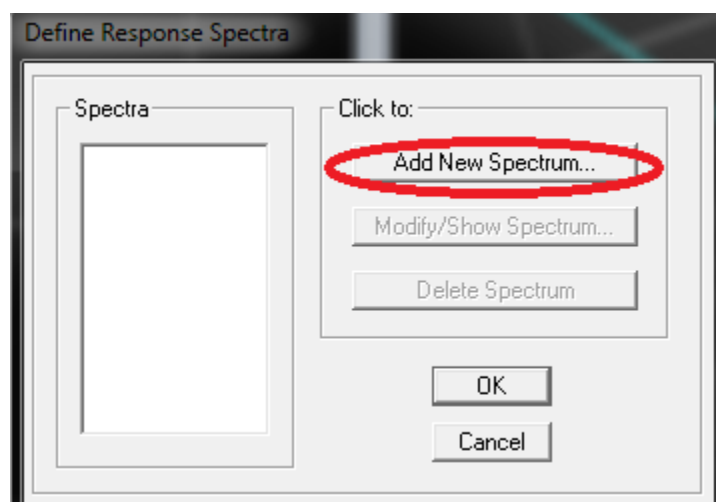


f. Définition de la charge sismique E :

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit :

Define \Rightarrow Response Spectrum Cases .

les étapes à suivre sont les suivantes :



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping

Damping 0.07

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF ☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping

Damping 0.07

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF ☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	9.81
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Override Diaph. Eccen. Override...

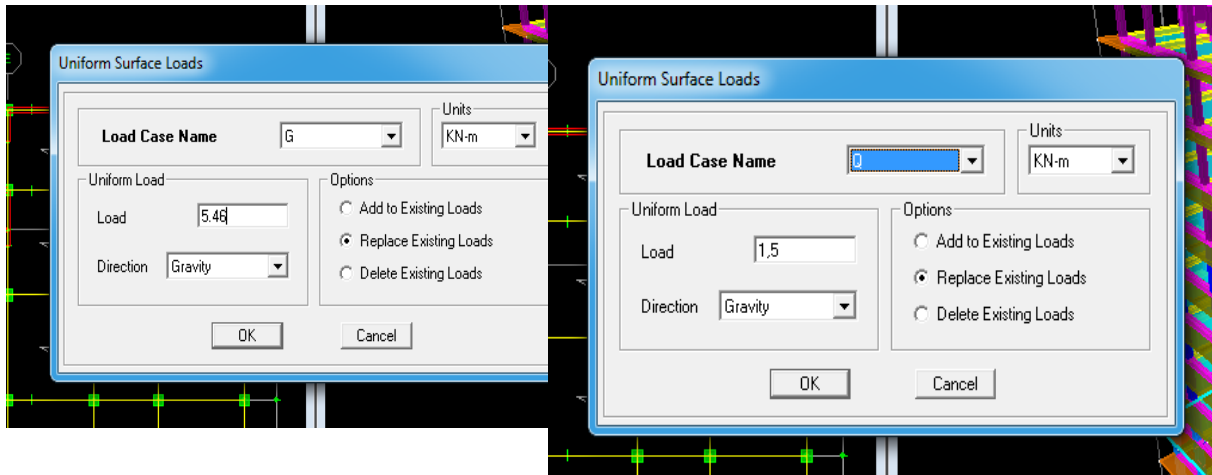
OK Cancel

g. Chargement des éléments :

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient

en cliquant sur :

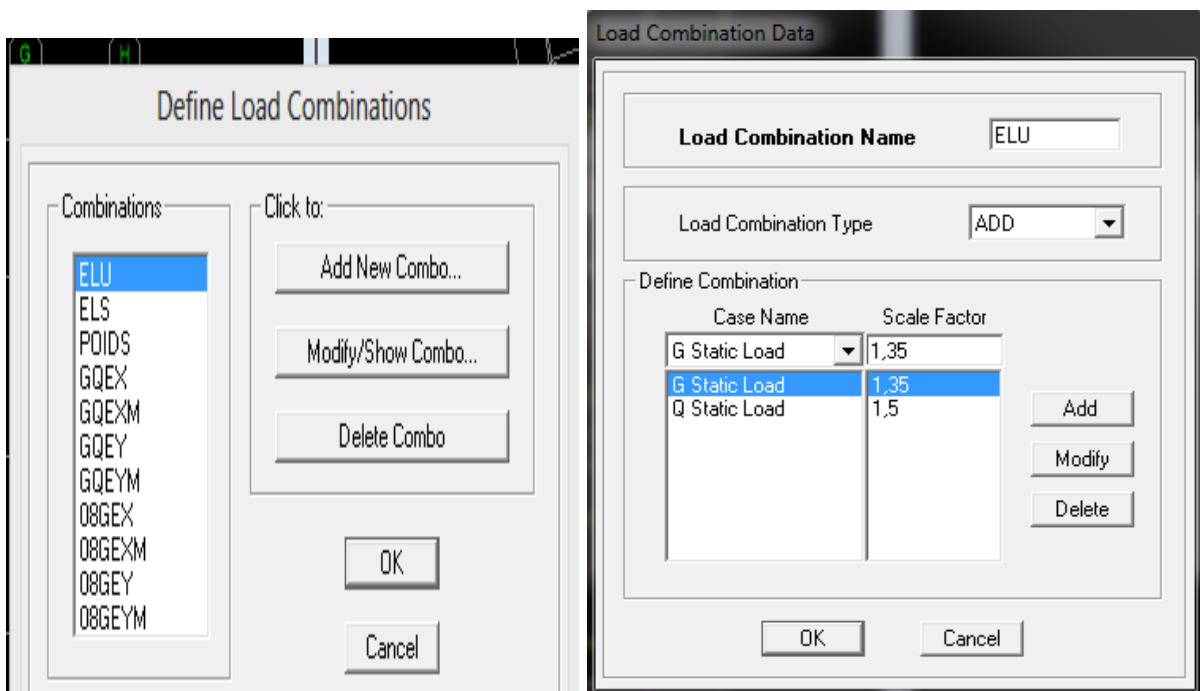
assign \Rightarrow shell/ areas load \Rightarrow uniform.



h. Introduction des combinaisons d'actions :

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour le faire, il faut suivre le cheminement suivant :

Define \Rightarrow Load Combinations .



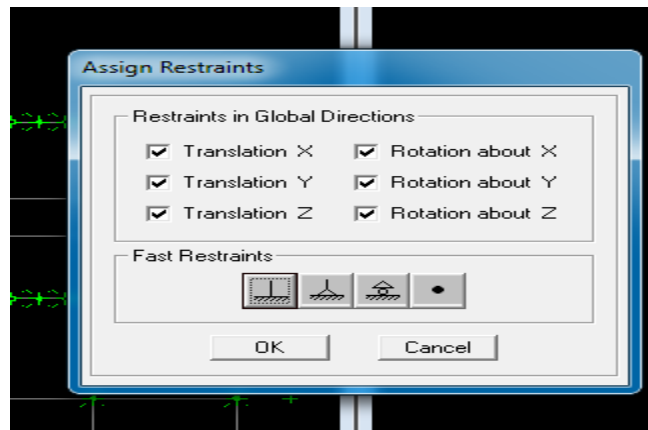
i. Spécifier les conditions aux limites :

• Appuis :

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :

Sélectionner les nœuds en question.

Assign \Rightarrow Joint /Point \Rightarrow Restraints (Supports)

**Remarque :**

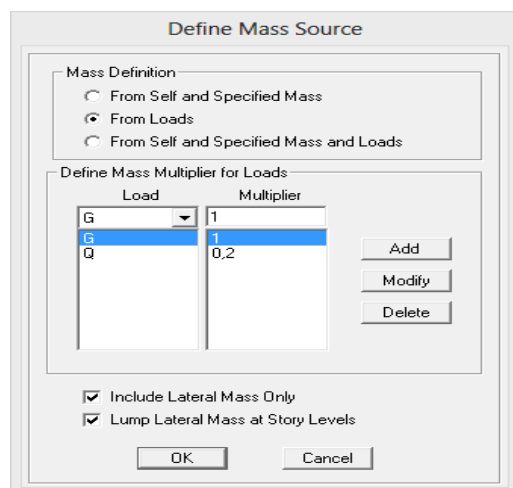
Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

- **Diaphragms :**

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse

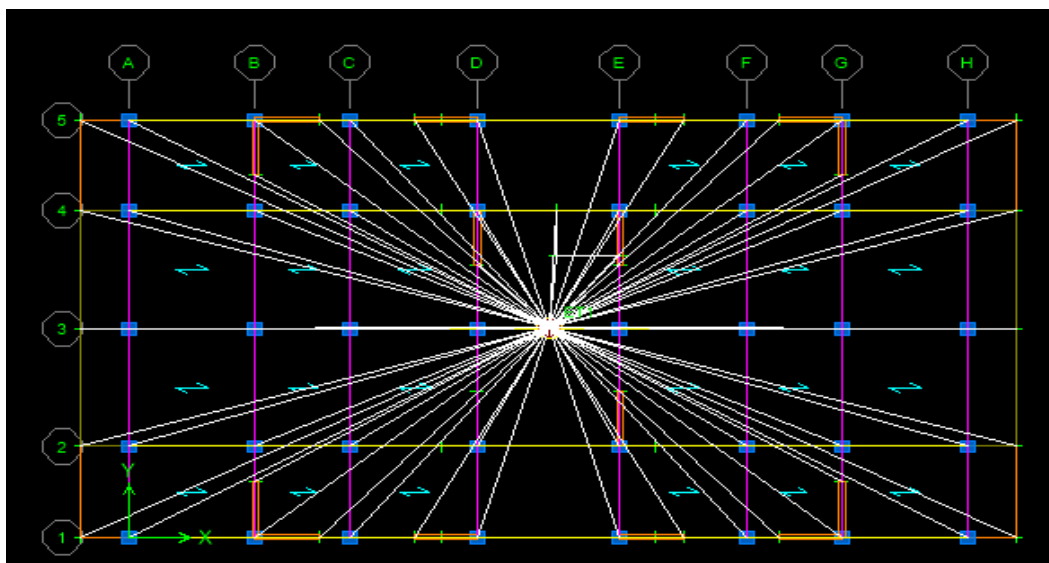
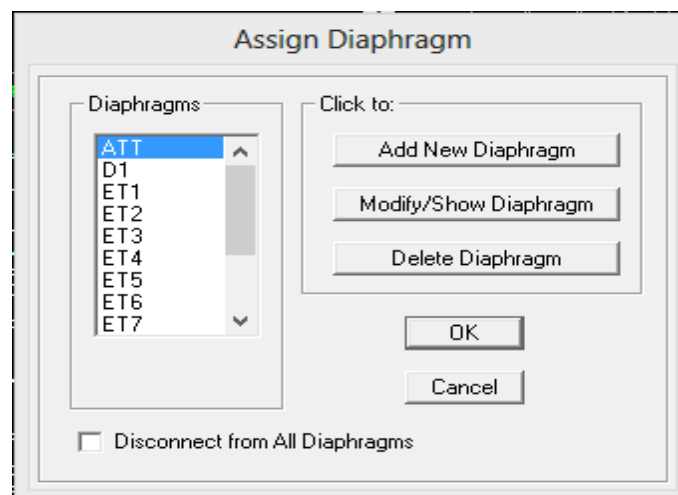
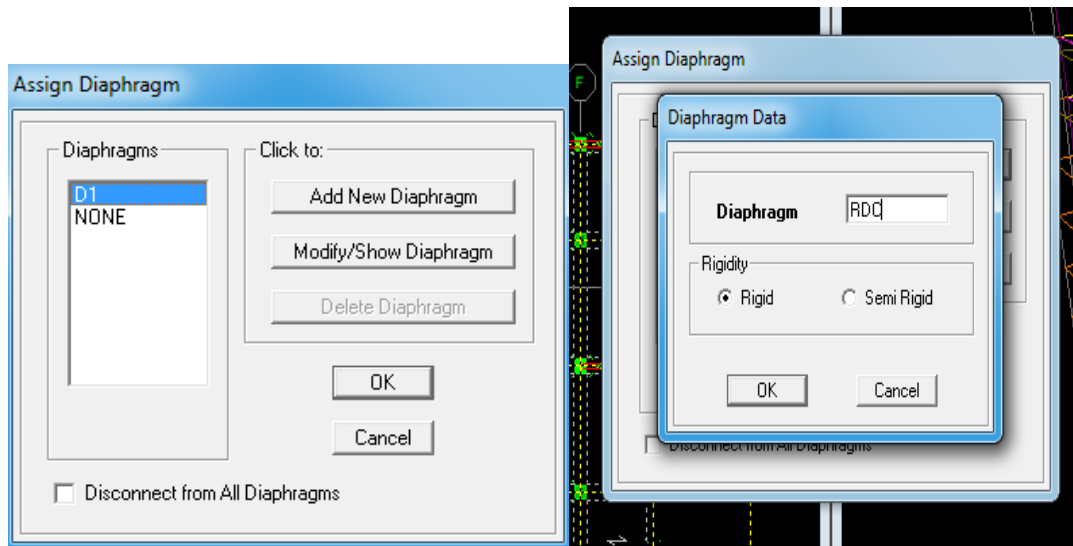
« **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante :

Define_ ⇒ Mass Source



Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes :

On sélectionne RDC ⇒ Define_ ⇒ Diaphragms ⇒ Add new diaphragm



j. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : Analyze ⇒ RunAnalysis

- **Visualisation des résultats :**

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

- ✓ **Modal Participating mass Ratios :**

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display⇒ Show Tables ⇒Modal Information ⇒Building Modes⇒Modal Participating Mass Ratios.

- ✓ **Beam Forces**

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres.

Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poutres en question ⇒Display ⇒Show Tables ⇒ Frame Output ⇒Table : Beam Forces ⇒Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

- ✓ **Column Forces**

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poteaux en question ⇒Display ⇒Show Tables ⇒Frame Output ⇒Table : Column Forces ⇒Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

- ✓ **Area Element Forces**

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question ⇒ Display ⇒Show Tables ⇒Area Forces and Stresses Table : Area Element Forces ⇒ Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » ⇒Cliquer sur OK.

- ✓ **Area Element Stresses**

Permet de déduire les contraintes (normales et tangentielles) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question ⇒Display ⇒Show Tables ⇒Area Forces and Stresses Table : Area Element Stresses ⇒Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » ⇒Cliquer sur OK.

✓ Points Déplacements

Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display ⇒Show Tables ⇒Déplacements ⇒Déplacements Data ⇒Table : Point Déplacements

Cliquer sur OK.

✓ Story Shears

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display ⇒Show Tables ⇒Building Output ⇒Table : Story Shears ⇒Sélectionner le « Ex » et

« Ey » pour déduire les efforts tranchants d'étages et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans Story 1 et Bottom).

A blue scroll graphic with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document.

Chapitre V

Vérification RPA

Introduction

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. En effet, l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques, car ces dernières ont pour but de conférer aux ouvrages un certain niveau de protection vis-à-vis de l'action sismique, qu'elles soient optimisées ou non par la conception.

C'est pour cela qu'avant de passer à l'étape du ferrailage (ferrailage des éléments structuraux), les règles parasismiques algériennes (**RPA 99/version 2003**) exigent la satisfaction des conditions suivantes :

- Nombre de modes à considérer (**Article 4.3.4**).
- Résultante des forces sismiques de calcul (**Article 4.3.6**).
- Stabilité au renversement (**Article 4.41**).
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (**Article 5.9**).
- Justification vis-à-vis des déformations (**Article 5.10**).
- Sollicitations normales (**Article 7.4.3.1**).

V.1 Choix de la méthode de calcul

Le choix se porte sur la méthode d'analyse modale spectrale, car, cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (Ce qui est le cas ici, car en plus d'être irrégulière en plan, la structure dépasse les 30 mètres de hauteur).

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure (**Article 4.3.1 du RPA 99/version 2003**).

- **Spectre de réponse de calcul (Article 4.3.3 du RPA 99/version 2003)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1**).

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**).

T₁ et T₂ : Période caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tableau 4.7**).

Q : Facteur de qualité de la structure (**Tableau 4.4**).

η : Facteur de correction d'amortissement.

V.2 Justification du système de contreventement

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (**Tableau 4.3 du RPA 99**).

La figure suivante représente un organigramme proposé par M. **TALEB Rafik** dans son article « **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions** »[6] en page 141 publié dans le journal international « **JOURNAL OF MATERIALS AND ENGINEERING STRUCTURES** » pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b :

Charges sismique reprises par les portiques :

Sens xx : 31.2 %

Sens yy : 40 %

Charges sismique reprises par les voiles :

Sens xx : 68.8%

Sens yy : 60%

Sollicitations dues aux charges verticales

Les voiles :32.4%

Les poteaux : 67.6%

Conclusion :

Le système de contreventement du bâtiment est le « 4a » (Système de contreventement Mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles). Car, d'une part, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux, et d'autre part, la hauteur de la structure dépasse les 33 mètres (37.6m). **Donc :**

Le coefficient de comportement **R= 5**.

V.3 Vérification

V.3.1 Nombre de modes à considérer (Article 4.3.4)

D'après l'article : « Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée » (RPA 99/version 2003, p. 49).

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
►	1	0,657570	0,0095	70,7135	0,0000	0,0095	70,7135
	2	0,566994	72,0472	0,0231	0,0000	72,0567	70,7366
	3	0,540683	0,4754	0,3932	0,0000	72,5321	71,1298
	4	0,191932	0,0029	15,8840	0,0000	72,5350	87,0138
	5	0,170771	14,8114	0,0040	0,0000	87,3464	87,0178
	6	0,157299	0,0420	0,0815	0,0000	87,3884	87,0993
	7	0,091655	0,0022	5,4239	0,0000	87,3906	92,5232
	8	0,086687	3,4418	0,0051	0,0000	90,8324	92,5283
	9	0,076949	2,5236	0,0001	0,0000	93,3561	92,5284
	10	0,075365	0,0133	0,4055	0,0000	93,3694	92,9339
	11	0,074599	0,0038	0,3755	0,0000	93,3732	93,3095
	12	0,071799	0,0087	0,0387	0,0000	93,3819	93,3482

Tableau 0-I pourcentage de la participation de la masse modale

V.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

1) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient (**A**) est donné par le tableau (4-1. RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

Zone IIa

Groupe 2 $\Rightarrow A=0,15$

2) Coefficient de comportement de la structure (R) :

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3. RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont $R=5$.

3) Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4. RPA99/2003)

Tableau de facteur de qualité Q

Critère q	Observé (oui ou non)	(P _q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan.	Non	0.05
3. Régularité en plan.	Non	0.05
4. Régularité en élévation.	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	0
$\sum P_q$		0.20

D'où

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (47. RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3** $\Rightarrow T_2=0,50$ s

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (42. RPA99/2003).

$\xi = 8.5\%$ \Rightarrow Construction auto stable.

$\xi = 10\%$ \Rightarrow Contreventement par voiles.

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82 > 0.7$$

T : Période fondamentale de la structure (4-24. RPA99/2003).

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$\Rightarrow h_N = 37.6m$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau (4-6. RPA99/2003).

$\Rightarrow C_t = 0.05$

$$T = 0.05 \times (37.6)^{\frac{3}{4}} = 0.76$$

Les périodes donnés par etabs sont :

T1etabs = 0,65 1^{er} mode translation.

T2etabs = 0,56 2^{ème} mode translation.

T3etabs = 0,54 3^{ème} mode rotation.

T etabs = 0,65 < 1,3 Tcalculer = (1,3 × 0,76) = 0,99s condition vérifiée.

Calcul de la valeur de D :

$$\text{on a : } T_2 \leq T \leq 3.0s. \Rightarrow 2.5 \eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$T = 0.76 > T_2 = 0.50 \Rightarrow 2.5 \times 0.82 \left[\frac{0.5}{0.76} \right]^{\frac{2}{3}} = 1.55$$

$$\Rightarrow D = 1.55$$

Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6. RPA99/2003)

La résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

$$W=43982.7 \text{ KN}$$

$$V_{SX} = V_{SY} = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.20}{5} \times 43982.7 = \mathbf{2628.4KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{sens } xx : 80\%V_{SX} = 2102.72 < V_{tx\text{etabs}} = 2105.09 \text{ KN} \\ \text{sens } yy : 80\%V_{SY} = 2102.72 < V_{ty\text{etabs}} = 2103.49 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3 -Vérification de l'excentricité :

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

e_x et **e_y** : Excentricités accidentelles :

Ex et **Ey** : Excentricités théoriques :

	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	$5\%L_x$	e_y	$5\%L_y$
RDC	12.45	7.65	13.5	7.61	1.05	1.32	0.04	0.76
ET1	13.28	7.65	13.4	7.6	0.12	1.47	0.05	0.76
ET2	13.28	7.65	13.4	7.6	0.12	1.47	0.05	0.76
ET3	13.28	7.65	13.4	7.6	0.12	1.47	0.05	0.76
ET4	13.28	7.65	13.4	7.6	0.12	1.47	0.05	0.76
ET5	13.29	7.66	13.4	7.6	0.11	1.47	0.06	0.76
ET6	13.29	7.66	13.3	7.6	0.01	1.47	0.06	0.76
ET7	13.29	7.66	13.3	7.6	0.01	1.47	0.06	0.76
ET8	13.29	7.66	13.3	7.6	0.01	1.47	0.06	0.76
ET9	13.10	7.66	13.3	7.6	0.2	1.47	0.06	0.76
ATTIQUE	13.86	7.69	13.29	7.6	0.57	1.47	0.09	0.76
TERRASSE	13.25	9.75	13.28	9.65	0.03	1.47	0.1	0.76

0-II tableau de l'excentricité

V.3.4 Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3. RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement **R=5**

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

D'après l'(art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

niveau	R	$\delta_{KX}(cm)$	$\delta_{KY}(cm)$	$\Delta_{KX}(cm)$	$\Delta_{KY}(cm)$	$1\%h(cm)$
RDC	5	5 x 0.09=0.45	5 x 0.1=0.5	0.55	0.5	4.08
1	5	5 x 0.2=1	5 x 0.2=1	1	1.5	3.06
2	5	5 x 0.4=2	5 x 0.5=2.5	0.5	1	3.06
3	5	5 x 0.5=2.5	5 x 0.7=3.5	1	1.5	3.06
4	5	5 x 0.7=3.5	5 x 1=5	1	1	3.06
5	5	5 x 0.9=4.5	5 x 1.2=6	1	1.5	3.06
6	5	5 x 1.18=5.5	5 x 1.5=7.5	1	1.5	3.06
7	5	5 x 1.35=6.5	5 x 1.8=9	1	1	3.06
8	5	5 x 1.5=7.5	5 x 2=10	0.5	1	3.06
9	5	5 x 1.65=8	5 x 2.2=11	0.5	1	3.06
ATTIQUE	5	5 x 1.75=8.5	5 x 2.4=12	0.75	0.5	3.06

0-III tableau du déplacement latérale inter étage

• Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage \Rightarrow Condition vérifiée.

V.3.5 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux: (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $G + Q \pm E$.

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

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

Pour les poteaux du RDC et 1^{er} étage (50×50) cm²

$$\vartheta = \frac{1958.45}{50 \times 50 \times 2.5} \leq 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étage (45×45) cm²

$$\vartheta = \frac{1361.49}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.26 < 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étage (40×40) cm²

$$\vartheta = \frac{1170.76}{40 \times 40 \times 2.5} = 2.29 < 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux du 6^{ème} au 10^{ème} étage (35×35) cm²

$$\vartheta = \frac{795.31}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.25 < 0.3 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f. Déplacement maximal

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_N}{500}$$

On à $\delta x = \delta y = 1 < f = \frac{3760}{500} = 7.52 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

V.3.6 Justification vis-à-vis de l' effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003) :

Les effets de 2^oordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids 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 ».

Niveau	P(KN)	sens xx				Sens yy			
		Δ_K	V_K	h_K	θ_X	Δ_K	V_K	h_K	θ_Y
RDC	4138.52	0.0055	2105.09	4.08	0.003	0.005	2103.49	4.08	0.002
1	4308.43	0.01	2066.23	3.06	0.006	0.015	2061.46	3.06	0.01
2	4163.08	0.005	1988.1	3.06	0.003	0.01	1979.18	3.06	0.006
3	4163.08	0.01	1877.72	3.06	0.007	0.015	1867.13	3.06	0.007
4	4033.03	0.01	1740.48	3.06	0.007	0.01	1732.82	3.06	0.007
5	4033.03	0.01	1573.14	3.06	0.008	0.015	1571.77	3.06	0.01
6	3918.29	0.01	1375.5	3.06	0.009	0.015	1381.73	3.06	0.01
7	3918.28	0.01	1151.84	3.06	0.01	0.01	1166.33	3.06	0.01
8	3918.28	0.005	897.7	3.06	0.007	0.01	920.5	3.06	0.01
9	3918.28	0.005	602.96	3.06	0.01	0.01	630.01	3.06	0.02
Attique	3262.85	0.0075	256.55	3.06	0.03	0.005	276.46	3.06	0.01

0-IV tableau de l'effet $P - \Delta$

A blue scroll graphic with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document. The text is centered on the scroll.

Chapitre VI

Poteaux

VI.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{L'ELU BAEL91/révisé99.[1]} \\ \text{Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003)[3]}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de 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 $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

G + Q à l'ELS

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau 0-1 : Caractéristique mécanique des matériaux.

VI.2 Recommandations du RPA:

a) Les armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets,

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Sections des poteaux [cm ²]	Pourcentage minimal [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
	$A_{\min}=0.008(b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max}=0.06(b \times h)$	$A_{\max}=0.04(b \times h)$
Poteau (50 × 50)	20	150	100
Poteau (45 × 45)	16.2	121.5	81
Poteau (40 × 40)	12.8	96	64
Poteau (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau 0-2: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- ◆ Le diamètre minimal est de : **12 mm**.
- ◆ La longueur minimale des recouvrements est de: **40Ø** en zone (**IIa**).
- ◆ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** zone (**IIa**).
- ◆ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

b) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi. Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max}$$

Avec :

ϕ_L^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\phi_L^{\min}, 40cm, (a + 10)cm\} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$S_t \leq \min\{10\phi_L^{min}, 15cm\}$ en zone nodale.

$S_t \leq \phi_L^{min}$ en zone de recouvrement.

➤ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : Armature transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g : Elancement géométrique

➤ **Calcul d'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0.3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0.8\%$
- Si $3\% < \lambda_g < 5\% \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

VI.3 Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

(\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{c28}$$

➤ **Détermination des armatures :**

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

Avec :

$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si (N) étant un effort de compression.

$g = e - (\frac{h}{2} - c')$ Si (N) étant un effort de traction.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

-Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ SSA ($A'=0$)

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles :**

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \quad \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{effort de traction.} \end{array} \right.$$

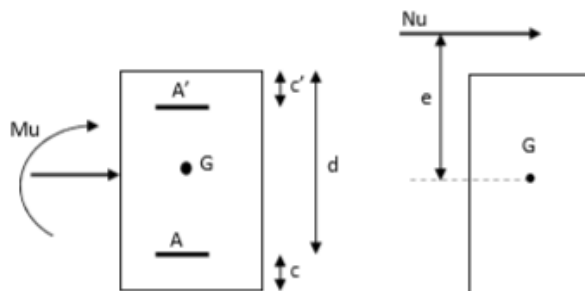
-Si $\mu_f > \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$ La section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

M_l : Moment ultime pour une SSA les sections d'acier réelles seront



$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

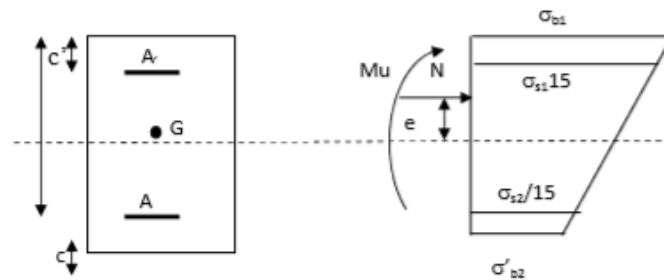
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.

- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{c28}$$



➤ **Détermination des armatures :**

1^{er} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{c28} \longrightarrow \text{SDA}$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{c28}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A_f = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{ér} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ SSA

$$A' = \frac{N_u - \psi b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u - (d - c') - M_f}{b d^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque 1 :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

Stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Remarque 2 :

Nous allons ferrailer par zone car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC et 1^{er}.

Zone II : 2^{ème} et 3^{ème}.

Zone III : 4^{ème} et 5^{ème}

Zone IV : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} et l'attique.

VI.4 Calcul des armatures longitudinales a l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	combinaison	Effort normal [N]	Moment fléchissant [M]	obs	A_s^{inf} [cm ²]	A_s^{sup} [cm ²]	A_{max} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{ado} [cm ²]	Choix des barres
Zone1 (50x50)	ELU	$N_{max} = -2555.62$	$M_c = 14.689$	SEC	0	0	0	20	20.6	4HA20 + 4HA16
	0,8G+E	$N_{min} = 535.37$	$M_c = 8.866$	SEC	0	0	0			
	G+Q+E	$N_c = -1367.55$	$M_{max} = -112.574$	SEC	0	0	0			
Zone2 (45x45)	ELU	$N_{max} = -2022.03$	$M_c = 38.453$	SEC	0	0	0	16.2	18.71	4HA20 + 4HA14
	0,8G+E	$N_{min} = 113.28$	$M_c = 3.288$	SEC	0	0	0			
	G+Q+E	$N_c = -929.88$	$M_{max} = -111.471$	SEC	0	0	0			
Zone3 (40x40)	ELU	$N_{max} = -1529.28$	$M_c = 39.064$	SEC	0	0	0	12.8	14.2	4HA16 + 4HA14
	0,8G+E	$N_{min} = 15.49$	$M_c = 3.564$	SEC	0	0	0			
	G+Q+E	$N_c = -560.26$	$M_{max} = -100.81$	SEC	0	0.92	0.92			
Zone4 (35x35)	ELU	$N_{max} = -1049.69$	$M_c = 37.228$	SEC	0	0	0	9.8	12.32	8HA14
	0,8G+E	$N_{min} = 38.28$	$M_c = 4.27$	SEC	0	0	0			
	G+Q+E	$N_c = -303.93$	$M_{max} = -76.018$	SEC	0	2.87	2.87			

Tableau 0-3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

VI.5 Vérifications à l'ELU :

1) Détermination des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du **BAEL91/modifiée99**, le diamètre des armatures transversales « ϕ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

ϕ_L : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en T10. Soit ($A_t = \mathbf{3,14 \text{ cm}^2}$).

Espacement des armatures transversales :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10\phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm}$$

✓ Soit $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$

❖ **Calcul de l'armature transversale Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2 formules (7.1) :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

a. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

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 $L_f = 0.7L_0$

Calcul de λ_g et de A_t^{min}

Section des poteaux différents niveaux	Le niveau des	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ_a
50x50	RDC	$L_0=4.08$	5.712	2.5
	1 ^{er}	$L_0=3.06$	4.284	3.75
45x45	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	$L_0=3.06$	4.76	3.75
40x40	4 ^{ème} et 5 ^{ème}	$L_0=3.06$	5.355	2.5
35x35	Du 6 ^{ème} à l'attique et terrasse	$L_0=3.06$	6.12	2.5

Tableau 0-4 : : Calcul de λ_g pour les différents niveaux.

➤ Poteau (50x50) :

- Cas de RDC et 1^{er} étage :

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$.

Zone courante :: $A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2$.

- Cas de 1^{er} étage :

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.004 \times 50 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$.

Zone courante :: $A_t^{min} = 0.004 \times 50 \times 15 = 3 \text{ cm}^2$.

v_u : L'effort tranchant max

$v_u = 36.55 \text{ KN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 36.55 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = 0.45 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 36.55 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = 0.69 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau (45x45) :**

- **Cas du 2^{ème} et 3^{ème} :**

Zone nodale : : $A_t^{min} = 0.004 \times 45 \times 10 = 1.8 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{min} = 0.004 \times 45 \times 15 = 2.7 \text{ cm}^2$.

v_u : L'effort tranchant max

$v_u = 33.8 \text{ KN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 33.8 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 33.8 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 0.7 \text{ cm}^2$$

- **Cas de 4^{ème} et 5^{ème} :**

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$.

$v_u = 34.25 \text{ KN}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{3.75 \times 34.25 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{3.75 \times 34.25 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux (35x35) :**

- **Cas de 6^{ème} attique et terrasse :**

Zone nodales : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$v_u = 43.1 \text{ KN}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.1 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 0.77 \text{ cm}^2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.34 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur [cm]	λ_g	ρ_a	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$ Zone nodale $S_t = 10 [\text{cm}]$	$A_t^{min} [\text{cm}^2]$ Zone courante $S_t = 15 [\text{cm}]$	A_t^{adopt} [cm^2]
(50*50)	RDC	408	5.712	2.5	1.5	2.25	3.14
	1	306	4.284	3.75	2	3	3.14
(45*45)	2 et 3	306	4.76	3.75	1.8	2.7	3.14
(40*40)	4 et 5	306	5.355	2.5	1.2	1.8	3.14
(35*35)	6	306	6.12	2.5	1.05	1.57	3.14

Tableau 0-5 : Calcul des sections transversales.

➤ **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de 4ϕ en zone IIa.

♦ **Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 60 \text{ cm}$$

♦ **Pour les HA16 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_r = 65 \text{ cm}$$

♦ **Pour les HA20 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.8 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concurent :

• **Au niveau des poutres :**

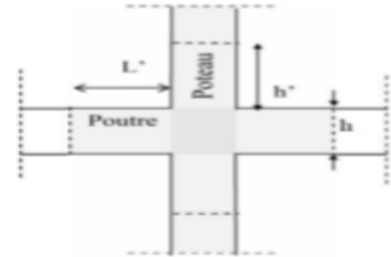
$L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre

• **Au niveau des poteaux :**

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$ (Art.7.4.2.1).

$b_1; h_1$: sont les dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.



Poteaux		H[cm]	h'[cm]
50x50	RDC	408	$h' = \text{max}(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60)$ =62,16
	1 ^{er}	306	$h' = \text{max}(\frac{306-35}{6}; 50; 50; 60)$ =60
45x45(2 ^{ème} et 3 ^{ème})		306	$h' = \text{max}(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60)$ =60
40x40(4 ^{ème} et 5 ^{ème})		306	$h' = \text{max}(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60)$ =60
35x35(6 ^{ème} / terrasse)		306	$h' = \text{max}(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60)$ =60

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

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

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau		V _u	b	h	d	λ _g	ρ _d	τ _{bu}	τ _b ^{adm}	Obs
(50x50))	RDC	36.55	50	50	47	5.712	0.075	0.14	1.875	CV
	1 ^{er} étage					4.284	0.04	0.14	1	CV
(45x45))	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	33.8	45	45	42	4,76	0.04	0.16	1	CV
(40x40))	(4 ^{ème} et 5 ^{ème})	54,2	40	40	37	5,355	0,075	0,33	1,875	CV
(35x35))	6 ^{ème} / attique et terrasse	43,34	35	35	32	6,12	0,075	0,35	1,875	CV

Tableau 0-6 : Vérification au cisaillement.

➤ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \tau_{su} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

- ♦ **Pour les HA14 :** $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 49,38 \text{ cm} \quad l_s = 50 \text{ cm}$
- ♦ **Pour les HA16 :** $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 56,44 \text{ cm} \quad l_s = 60 \text{ cm}$
- ♦ **Pour les HA20 :** $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 70,54 \text{ cm} \quad l_s = 70 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesuré hors crochets est au moins égale à : **0,4 l_s** pour les aciers **HA**.

- ♦ **Pour les HA14 :** $l_a = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.} \quad l_a = 20 \text{ cm}$
- ♦ **Pour les HA16 :** $l_a = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm.} \quad l_a = 25 \text{ cm}$

♦ Pour les HA20 : $l_a = 0,4 \times 70,54 = 28,21 \text{ cm}$. $l_a = 30 \text{ cm}$

VI.6 Vérifications à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

2) Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

f_e : Contrainte limite des aciers élastiques

A_{min} : Section minimal d'acier tendue.

f_{t28} : Résistance du béton a la traction a l'âge de 28 jours.

e_s : Excentricité de l'effort normal a l'ELS

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Niveau	combinaison	Effort normal	Moment fléchissant	$E=M/N$	A_{min} [cm ²]	A_{ado} [cm ²]]	Vérification
Zone1 (45x45)	ELS	$N_{max}=-1964.85$	$M_c=-18.903$	0,0096	6.97	20,6	CV
	0,8G+E	$N_{min}=535.37$	$M_c=8.866$	0,04516	6.98		CV
	G+Q+E	$N_c=-1367.55$	$M_{max}=-112.574$	0,0165	6.97		CV
Zone2 (45x45)	ELS	$N_{max}=-1558.15$	$M_c=11.774$	0,007	5.61	18.72	CV
	0,8G+E	$N_{min}=113.28$	$M_c=3.288$	0,029	5.61		CV
	G+Q+E	$N_c=-929.88$	$M_{max}=-111.471$	0,012	5.61		CV
Zone3 (40x40) (35x35)	ELS	$N_{max}=-1174.51$	$M_c=15.492$	0,013	4.39	14.2	CV
	0,8G+E	$N_{min}=15.49$	$M_c=3.564$	0,23	4.4		CV
	G+Q+E	$N_c=-560.26$	$M_{max}=-100.81$	0.179	4.4		CV
Zone4 (35x35)	ELS	$N_{max}=-801.93$	$M_c=17.17$	0.021	3.32	12,32	CV
	0,8G+E	$N_{min}=-38.26$	$M_c=4.29$	0.11	3.32		CV
	G+Q+E	$N_c=-303.93$	$M_{max}=-76.018$	0.25	3.33		CV

Tableau 0-7 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS.

3) Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa \text{ (BAEL91/A.4.5.2)}$$

- ♦ Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s=348 \text{ MPa}$.
- ♦ Contrainte admissible de béton : $\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$

Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

section	N _s	M _s	e _s	Obs	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_{bc}	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_s	obs
(50x50)	N _{max} =-1964.85	M _c =-18.903	0,0096	SEC	7.7	6.29	15	114.2	95.6	348	CV
	N _{min} =535.37	M _c =8.866	0,0451	SEC	2.24	1.58		33	24.2		CV
	N _c =-1367.55	M _{max} =-112.574	0,0165	SEC	9.07	0.67		128.4	17.6		CV
(45x45)	N _{max} =-1558.15	M _c =11.774	0,007	SEC	7.35	6.17	15	109	93.7	348	CV
	N _{min} =113.28	M _c =3.288	0,029	SEC	0.66	0.33		9.51	5.22		CV
	N _c =-929.88	M _{max} =-111.471	0,012	SPC	9.83	0		135.6	19.4		CV
(40x40)	N _{max} =-1174.51	M _c =15.492	0,013	SEC	7.61	5.35	15	111.5	82.8	348	CV
	N _{min} =15.49	M _c =3.564	0,23	SPC	0.42	0		5.33	6.05		CV
	N _c =-560.26	M _{max} =-100.81	0.179	SPC	12	0		156.3	120.5		CV
(35x35)	N _{max} =-801.93	M _c =17.17	0.021	SEC	7.52	3.86	15	108.1	62.5	348	CV
	N _{min} =-38.26	M _c =4.29	0.11	SPC	0.75	0		9.52	6.5		CV
	N _c =-303.93	M _{max} =-76.018	0.25	SPC	13	0		155.7	217.7		CV

Tableau 0-8 : Vérification des contraintes à l'ELS .

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivante la section minimale A_s^{min} correspondante recommandée par le règlement **RPA 99/ Version 2003** en zone **IIa**.

Section	Armature longitudinales	Armature transversales	Espacement des armatures transversales [cm ²]	
50x50	4HA20 + 4HA16	4HA10	Zone nodale	10
			Zone courante	15
45x45	4HA20 + 4HA14	4HA10	Zone nodale	10
			Zone courante	15
40x40	4HA16 + 4HA14	4HA10	Zone nodale	10
			Zone courante	15
35x35	8HA14	4HA10	Zone nodale	10
			Zone courante	15

A blue scroll graphic with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document.

Chapitre VII

Poutres

VII.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- $1.35G + 1.5 Q$à l'ELU
- $G + Q \pm E$RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G \pm E$RPA99 révisé 2003

VII.2 Recommandations et exigences du RPA :

Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4 % en zone courante.
 - ✓ 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5%bh [cm ²]	4%bh [cm ²]	6%hb [cm ²]
Poutres principales (30 x35)	5.25	42	63
Poutres secondaires (30x35)	5.25	42	63

Tableau 0-9 : le pourcentage total des aciers longitudinaux.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°).
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi\right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t^{min} \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

On distingue deux cas:

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

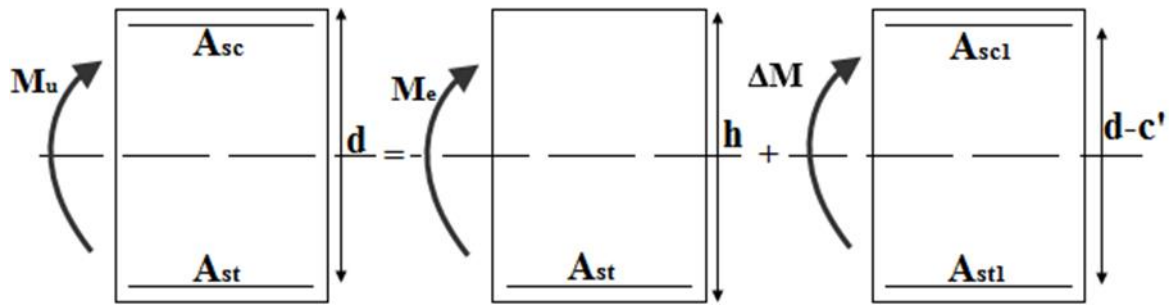
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.



VII.4 Exemple de calcul :

Poutre principale non reliés aux voiles :

En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.199 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{48.199 \times 10^6}{0.963 \times 320 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16=06.03 cm²

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.264 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 21,74} = 0,11 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.11 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.264 \times 10^6}{0.942 \times 320 \times 348} = 6.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA16+ 2HA 12 = 8.29 cm²

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

	Localisation	Moments (KN/m)	μ	Obs	β	$A_{cat}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferraillage	$A_{ad}(cm^2)$
Poutres principale	Travée	48.199	0.072	SSA	0.963	4.49	2.625	3HA 16	6.03
	Appuis	73.264	0.11	SSA	0.942	6.98	2.625	3HA16 + 2HA 12	8.29
Poutres secondaire	Travée	48.199	0.072	SSA	0.963	4.49	2.625	3HA 16	6.03
	Appuis	73.264	0.11	SSA	0.942	6.98	2.625	3HA16 + 2HA 12	8.29

Tableau 0-10 : Ferraillage des poutres.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t

	Calcul de S_t			$A_t=0.003 \times S_t \times h$	Ferraillage [cm ²]
Poutres principales (30x35)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [8.75 ; 19.2]	$S_t=10$	0.92	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15cm$	$S_t=15$	1.57	
Poutres secondaires (30x35)	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$	Min [8,75 ; 19.2]	$S_t=10$	0.92	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 cm$	$S_t=15$	1.57	

Tableau 0-11 : vérification des armatures transversal.

Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$l' = 2 \times h$$

h : Hauteur de la poutre.

Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 cm$.

Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 cm$.

VII.5 Vérifications à l'ELU :**a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1MPa \quad f_e = 400MPa$$

		A_{st}	A_{min}	Vérification
PP	En travée	6,03	1,16	CV
	Aux appuis	8,29	1,16	CV
PS	En travée	6.03	1,16	CV
	Aux appuis	8.29	1,16	CV

Tableau 0-12 : Condition de non-fragilité du béton de la section.

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

Avec :

T_u^{max} : L'effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5MPa\right) = \min(3,33MPa; 5MPa) = 3,33MPa$$

Poutre	Effort tranchant	b	D	τ_u	$\bar{\tau}_u$	<u>observation</u>
PP	91.26	30	32	0.95	3.33	CV
PS	91.26	30	32	0.95	3.33	CV

Tableau 0-13 : Vérification au cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant :

- **Sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{max} \leq \overline{T_u} = 0,4 \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutre	Effort tranchant [KN]	b[cm]	d [cm]	f_{c28} [MPa]	$\overline{T_u}$ [KN]	observation
PP	91.26	30	32	25	576	CV
PS	91.26	30	32	25	576	CV

Tableau 0-14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

- **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 égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$$

Si : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Pour les poutres principales : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 91.26 - \frac{73.264}{0,9 \times 0,32} = -163,12 \text{ KN} < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 91.26 - \frac{73.264}{0,9 \times 0,32} = -163,12 \text{ KN} < 0$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$ (Coefficient de scellement HA)

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

Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14 \times (3 \times 1.6 + 2 \times 1.2) = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{91.26 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.08} = 1,4 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14 \times (3 \times 1.6 + 2 \times 1.2) = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{91.26 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.08} = 1,4 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour les } \phi_{12} : L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$$

$$\text{Pour les } \phi_{16} : L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,4 \text{ [cm]}$$

Le BAEL admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré

lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « 0,4.l_s » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les ϕ_{12} : l_c = 16,93 cm

Pour les ϕ_{16} : l_c = 22,58 cm

VII.6 Vérifications à L'ELS :**1. Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ [MPa]}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$

3.Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15[MPa]$$

4.Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Les résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutres		Moment à l'ELS	ρ	β_1	K_1	A_{st}	d	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	Obs	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
PP Reliées aux voiles	Travée	25.091	1.07	0.857	19.96	10.3	32	88.82	348	CV	4.45	15	CV
	Appuis	-59.946	1.48	0.840	16.25	14.19	32	157.16		CV	9.67		CV
PP Non Reliées aux voiles	Travée	34.758	0.628	0.884	28.10	6.03	32	203.76	348	CV	7.25	15	CV
	Appuis	-40.006	0.86	0.868	22.88	8.29	32	173.74		CV	7.59		CV
PS Reliées aux voiles	Travée	14.364	1.07	0.857	19.96	10.3	32	50.85	348	CV	2.54	15	CV
	Appuis	-18.193	1.07	0.857	19.96	10.3	32	64.4		CV	3.22		CV
PS Non Reliées aux voiles	Travée	19.853	0.628	0.884	28.10	6.03	32	116.38	348	CV	4.14	15	CV
	Appuis	-23.748	0.86	0.868	22.88	8.29	32	103.13		CV	4.5		CV

Tableau 0-15 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

A blue scroll-like background with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document.

Chapitre VIII

Voiles

VIII.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté que il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- ✓ Zone I : RDC /1^{er} étage
- ✓ Zone II : 2^{eme} /3^{eme} étage
- ✓ Zone III : 4^{eme} / 5^{eme} étage
- ✓ Zone IV : 6^{eme} /attique

VIII.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEI 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

VIII.3 Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : Section du voile B=e×L.

I : Inertie du voile

V ; V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d.

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots \dots \dots \text{Art (7.7.4.RPA99)}$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

VIII.4 Armatures verticales :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur de voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\overline{\sigma}_{st}}$$

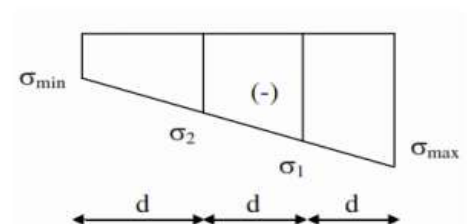
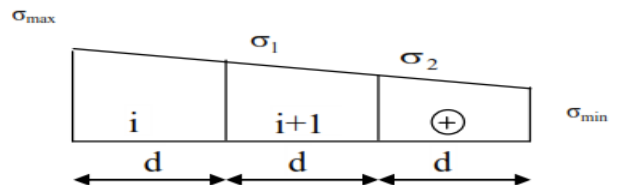
$$A_{v2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\overline{\sigma}_{st}}$$

Avec : A_{v1} ; A_{v2} : sections d'armatures verticales

Situation

$$\text{accidentelle} : \begin{cases} \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0.85 \times 25}{1} = 21.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Section entièrement tendue (S.E.T)



- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2\text{‰})} \quad \text{avec: } \sigma_s(2\text{‰}) = 348\text{MPa}$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\text{‰}B \right\}$$

Section partiellement comprimée (S.P.C) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t}$$

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2\text{‰})}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à

0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

Exigence du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

VIII.5 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

La section d'armature est donnée comme suit :

- Selon le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile $A_H = 0.15 \% B$.

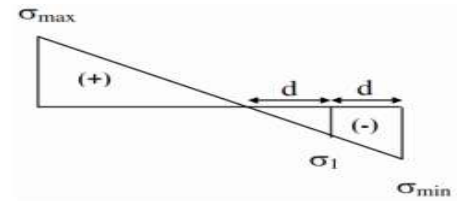
En zone courante $A_H = 0.10 \% B$.

- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec :

B : section du béton.



A_v : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VIII.6 Armatures transversales

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers. D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

VIII.7 Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V=1.4T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

VIII.8 Armatures du potelet

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/2003).

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.

VIII.9 Dispositions constructives

- Espacement constructive:

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :

$St \leq \min 1.5 e; 30 \text{ cm}$ (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

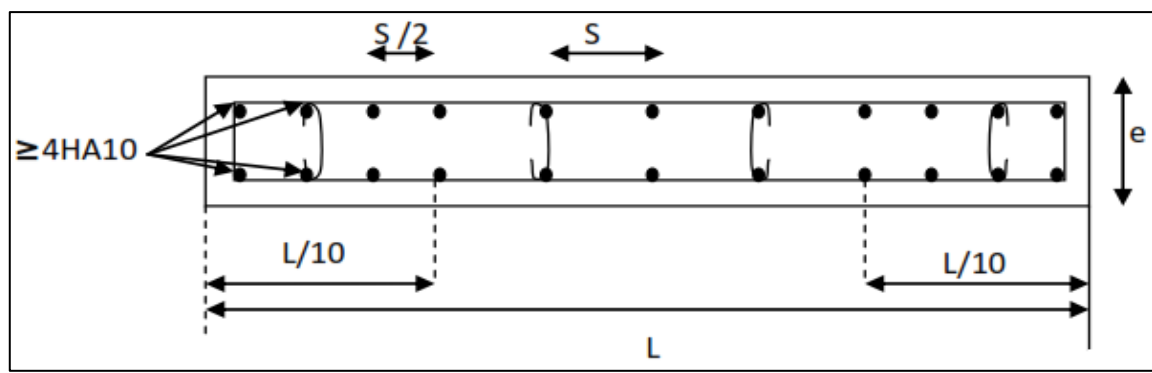


Figure 0-1 : Disposition des armatures verticales du voile.

Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur $e = 20$ cm :

$$\phi_{max} = \frac{200}{10} = 20mm$$

Vérifications à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (Effort normale de service).

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

Vérification de la contrainte au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA 99/ version 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile ($d=0,9h$)

h : hauteur total de la section brute.

- Selon le BAEL 91/modifiée99 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 3.26MPa$$

VIII.10 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone (I) une :

- Caractéristiques géométriques :

$L = 2$ m , $e = 20$ cm , $B = 0,40$ m²

- Sollicitations de calcul :

$$\sigma_{max} = 2834.39 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = -6400.81 KN/m^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

- Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 0.61m$$

- Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 1.39m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{3.06}{2}; \frac{2 \times 0.61}{3} \right\} = 0.41 \text{ m}$$

a) Calcul des armatures :

1) Armatures verticales :

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.39 - 0.41) \times (-6400.81)}{1.39} = -4511.217 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6400.81 + 4511.217}{2} \times 0.41 \times 0.2 = 446.54 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{446.54}{34.8} = 13.24 \text{ cm}^2$$

2^{eme} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4511.217}{2} \times 0.41 \times 0.2 = 440.73 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = 13.09 \text{ cm}^2$$

Section d'acier/nappe/bande :

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 6.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 6.545 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times 1.4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 8.30 \text{ cm}^2$$

Armatures totale :

$$\text{Bande 1 : } A_1 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{6.62}{4} + 13.24 = 14.895 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : 4HA14+6HA14 = 15.38 cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{6.545}{4} + 13.09 = 14.73 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : 10HA14 = 15.38 cm}^2$$

b) Vérifications :

1) Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} = \max \left(0.002B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.23B_t \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = 4.30 \text{ cm}^2$$

2) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003) :

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right) = \max \left(\frac{15.38+15.38}{4}; 0.15\%B \right) = 16.956 \text{ cm}^2 \quad \text{soit :}$$

$$15\text{HA}12=16.956 \text{ cm}^2$$

3) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

$$\text{Diamètre maximal (RPA Art.7.7.4.3) : } \varphi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } St \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

D'après le BAEL91/99 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa (la fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = 0.599 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Selon le RPA :

$$\tau_b = \frac{1.4V_u}{e \cdot d} = 0.838 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

c) Vérification à l'ELS : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 808.25 \text{ KN}$$

$$B = 0.4 \text{ m}^2$$

$$A = 30.76 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{808.25 \times 10^3}{0.4 \times 10^6 + 15 \times 3076} = 1.81 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

Ferraillage de voiles longitudinales :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,4	0,4	0,4	0,4
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
Solicitation de calcul	h		3,73	2,71	2,71	2,71
	T(kN)		248,130	215,500	175,640	134,070
	N _{ser} (kN)		899,61	808,25	682,17	527,36
	Vu (kN)		347,382	301,700	245,896	187,698
	σ_{max} (kN/m²)		4712,750	2834,390	1990,560	2997,900
	σ_{min} (kN/m²)		8723,250	6400,810	5089,440	4998,650
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,70	0,61	0,56	0,75
	L _t		1,30	1,39	1,44	1,25
	d		0,47	0,41	0,37	0,50
	d _{adopté}		0,47	0,41	0,37	0,50
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,83	0,98	1,06	0,75
	σ_1		5581,417	4511,217	3762,400	3000,050
	N ₁		668,99	446,54	331,83	399,83
	N ₂		463,71	440,73	399,88	225,10
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		16,72	11,16	8,30	10,00
	A _{v2} /bande (cm²)		11,59	11,02	10,00	5,63
	A _{v1} (cm²)		9,55	8,30	6,76	5,16
	A'v1/bande/nappe		19,11	13,24	9,99	10,29
	A'v2/bande/nappe		13,98	13,09	11,69	6,92
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		4,91	4,30	3,94	5,25
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		20,59	14,19	14,19	10,67
	A'v2 adopté (cm²)		24,11	18,46	18,46	13,56
	Choix de A (cm²)	Bande 1	4HA20+4HA16	4HA16+4HA14	4HA16+4HA14	4HA14+4HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	12HA16	12HA14	12HA14	12HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,03	6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm2)		8,635	8,635	8,635	8,635
	choix de la section		11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérfication des contruction	$\bar{\sigma}_t = 5\text{MPa}$	T _b	0,965	0,838	0,683	0,521
	2,26 Mpa	T _u	0,689	0,599	0,488	0,372
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,063	1,890	1,595	1,255

Ferrailage des voiles transversales :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,4	0,4	0,4	0,4
	He		4,080	3,060	3,060	3,000
	h		3,73	2,71	2,71	2,60
Solicitation de calcul	T(kN)		307,860	276,570	237,690	199,690
	N _{ser} (kN)		1059,78	919,33	786,94	623,31
	Vu (kN)		431,004	387,198	332,766	279,566
	σ_{max} (kN/m²)		7033,600	4157,290	2858,620	1936,320
	σ_{min} (kN/m²)		11262,730	6922,030	5626,430	5634,810
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		0,77	0,75	0,67	0,51
	L _t		1,23	1,25	1,33	1,49
	d		0,51	0,50	0,45	0,34
	d _{adopté}		0,51	0,50	0,45	0,34
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,72	0,75	0,88	1,15
	σ_1		6573,663	4150,503	3720,683	4343,930
	N ₁		914,24	553,97	419,87	340,28
	N ₂		472,37	310,97	326,30	498,47
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		22,86	13,85	10,50	8,51
	A _{v2} /bande (cm²)		11,81	7,77	8,16	12,46
	A _{v1} (cm²)		11,85	10,65	9,15	7,69
	A'v1/bande/nappe		25,82	16,51	12,78	10,43
	A'v2/bande/nappe		14,77	10,44	10,45	14,38
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		5,38	5,25	4,72	3,58
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		25,9	16,55	12,31	21,54
	A'v2 adopté (cm²)		20,1	15,38	11,3	15,38
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA20	8HA16	4HA14	8HA14
	Choix de A (cm²)	Bande 2	10HA16	10HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,48	6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm2)		10,99	7,85	11,304	7,85
	choix de la section		14HA10	10HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_t = 5\text{MPa}$	T _b	1,197	1,076	0,924	0,777
	2,26 Mpa	T _u	0,855	0,768	0,660	0,555
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,415	2,164	1,881	1,442

A blue scroll graphic with rounded corners and a vertical strip on the left side, resembling a rolled-up document. The text is centered on the scroll.

Chapitre IX

Fondations

IX.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des puits ; pieux).

Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.2 Etude géotechnique du sol :

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.4 Calcul des semelles :

IX.4.1 Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,25[\text{MPa}]$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VL1	869.9	2.00	1.74	3.48
VL2	671.56	2.00	1.34	2.68
VL3	852.96	2.00	1.7	3.4
VL4	800.25	2.00	1.6	3.2
VL5	626.03	2.00	1.25	2.5
VL6	628.42	2.00	1.26	2.52
VL7	832.66	2.00	1.66	3.32
				21.1m²

Tableau 0-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	924.57	2	1.85	3.7
VT2	914.15	2	1.83	3.66
VT3	1059.78	2	2.12	4.24
VT4	1033.84	2	2.06	4.12
VT5	1045.6	2	2.09	4.18
VT6	845.54	2	1.69	3.38
VT17	841.25	2	1.68	3.36
				26.64 m²

Tableau 0-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 21.1 + 26.64 = 47.74 \text{ [m}^2\text{]}$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	(KN)	M_i (KN.m)	(m)	$\times e_i$
P1	854.06	-3.839	-7.6	-6490.856
P2	1508.64	8.367	-4.3	-6487.152
P3	1854.18	10.588	0	0
P4	1511.25	8.325	4.3	6498.375
P5	849.53	3.388	7.6	6456.428
Somme	6577.66	26.829		-23.205

Tableau 0-3 : Résultats des charges sous poteaux.

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 6577.66 \text{ [KN]}$

Exemple de calcul :

Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-23.205 + 26.829}{6577.66} = 0.0005 \longrightarrow e = 0.0005 \text{ [m]}$$

Avec : $R = \sum N_i$

Détermination de la distribution par [ml] de la semelle :

$$e = 0.0005 \text{ [m]} \leq \frac{L}{6} = \frac{15.2}{6} = 2.53 \text{ [m]} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{6577.66}{15.2} \left(1 - \frac{6 \times (0.0005)}{15.2} \right) = 432.65 \text{ [KN/ml]}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{6577.66}{15.2} \left(1 + \frac{6 \times (0.0005)}{15.2} \right) = 432.82 [\text{KN/ml}]$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{6577.66}{15.2} \left(1 + \frac{3 \times (0.0005)}{15.2} \right) = 432.78 [\text{KN/ml}]$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{432.78}{250} = 1.73 [\text{m}] ; \text{ On prend } B = 2 [\text{m}]$$

La surface de la semelle filante sous poteau :

$$S_p = B \times L = 2 \times 15.2 = 30.4 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par la semelle filante sous poteau :

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_{\text{tot}} = nS_p + S_v = 8 \times 30.4 + 47.74 = 290.94 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 15.2 \times 26.5 = 402.8 [\text{m}^2]$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{290.94}{402.8} = 0,72 > 0,50$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.
- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels important.

IX.5 Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

IX.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25[cm] ($h_{\min} \geq 25[\text{cm}]$)

b) Selon la condition forfaitaire :

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{430}{8} \leq h_r \leq \frac{430}{5} \longrightarrow 53.75 \leq h_r \leq 86$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ou poteaux.

On prend $h_r = 80[\text{cm}]$

➤ **Sous poteaux :**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} \longrightarrow h_d \geq 21.5[\text{cm}]$$

On prend $h_d = 30[\text{cm}]$.

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{430}{10} \longrightarrow h_n \geq 43[\text{cm}]$$

On prend **$h_n = 45[\text{cm}]$** .

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40$ [MPa]

L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; $E = 10818,86[\text{MPa}]$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,3}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,79[\text{m}]$$

On opte :

$$\mathbf{h = 100[cm]}$$

Et la largeur égale à :

$$\mathbf{0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n}$$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit : } \mathbf{b_n = 50[cm]}.$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

$h_d = 30$ [cm] : Hauteur de la dalle du radier.

$b_n = 50$ [cm] : Largeur de la nervure.

$h_n = 100$ [cm] : Hauteur de la nervure.

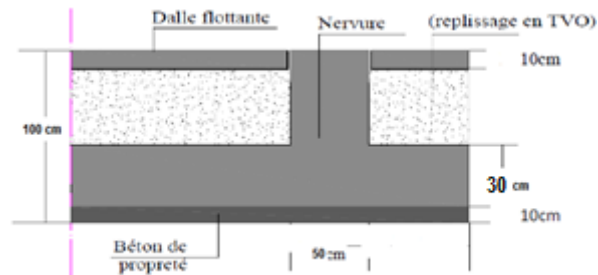


Figure 0-1 : Coupe verticale sur radier.

IX.5.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

- **Détermination des sollicitations :**

Poids de la superstructure :

Charges permanentes : $G = 42657.84 [KN]$

Charges d'exploitation : $Q = 6624.30 [KN]$

Combinaison de charges :

A l'ELU : $1,35G + 1,5Q = 1,35(42657.84) + 1,5(6624.30) = 67524.534 [KN]$

A l'ELS : $G + Q = 42657.84 + 6624.30 = 49282.14 [KN]$

Donc :

ELU : $N_U = 67524.534 [KN]$

ELS : $N_S = 49282.14 [KN]$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{67524.534}{1,33 \times 250} = 203.08 [m^2]$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{49282.14}{250} = 197.13 [m^2]$$

$$S_{\text{bat}} = 402.8 [m^2] \geq S_{\text{radier}} = \max(203.08; 197.13) [m^2]$$

$$S_{\text{bat}} = 402.8 [m^2] \geq S_{\text{radier}} = 203.08 [m^2]$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur (L_{deb}), comme nous l'impose le BAEL9 modifiée99.

La largeur de débord sera calculée comme suit :

$$L_{debord} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30[cm]\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30[cm]\right) = 50 [cm]$$

Soit un débord de $L_{debord} = 50 [cm]$.

La surface de débord est :

$$S_{debord} = [(L_x + L_y) \times L_{deb}] \times 2$$

$$S_{debord} = [(15.2 + 26.5) \times 0,5] \times 2 \longrightarrow S_{debord} = 41.7 [m^2]$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord} = 402.8 + 41.7 = 444.5 [m^2]$$

$$S_{radier} = 444.5 [m^2]$$

IX.5.3 Détermination des efforts à la base du radier :

Charges permanentes :

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{bat} = 42657.84 [KN]$$

Poids du radier :

$$G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de T. V. O} \\ + \text{poids de la dalle flottante.}$$

- Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times 25$

$$P_{dalle} = 444.5 \times 0,3 \times 25$$

$$P_{dalle} = 3333.75 [KN]$$

- Poids de la nervure : $P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times 25$

$$P_n = (0,5(1 - 0,3) \times 15.2 \times 5) \times 25 + (0,5(1 - 0,3) \times 26.5 \times 8) \times 25$$

$$P_n = 2520 [KN]$$

- Poids de T.V.O : $P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

Avec :

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$S_{\text{ner}} = 0,5 \times 26,5 \times 8 + 0,5 \times 15,2 \times 5$$

$$S_{\text{ner}} = 144[\text{m}^2]$$

$$P_{\text{T.V.O}} = (444,5 - 144) \times (1 - 0,3) \times 17$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 3575,95 [\text{KN}]$$

- Poids de la dalle flottante libre : $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times 25$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{\text{max}}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{\text{max}}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{\text{max}}}{40}$$

$$\frac{430}{50} \leq e_p \leq \frac{430}{40} \longrightarrow 8,5 \leq e_p \leq 10,75$$

On prend $e_p = 10 [\text{cm}]$

$$P_{\text{df}} = 444,5 \times 0,1 \times 25 \longrightarrow P_{\text{df}} = 1111,25 [\text{KN}]$$

- Poids total du radier :

$$G_{\text{rad}} = 3333,75 + 2520 + 3575,95 + 1111,25$$

$$G_{\text{rad}} = 10540,95[\text{KN}]$$

Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 6624,30 [\text{KN}]$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = Q \times S_{\text{rad}} = 3,5 \times 444,5 = 1555,75[\text{KN}]$$

$$Q_{\text{tot}} = 8180,05 [\text{KN}]$$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 42657,84 + 10540,95$$

$$G_{\text{tot}} = 53198,79 [\text{KN}]$$

Combinaisons d'action :

- **A l'ELU :**

$$1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(53198.79) + 1,5(8180.05) = 84088.44[\text{KN}]$$

$$N_u = 84088.44[\text{KN}]$$

- **A l'ELS :**

$$G + Q = 53198.79 + 8180.05 = 61378.84[\text{KN}]$$

$$N_s = 61378.84[\text{KN}]$$

- **A l'état sismique :**

$$N_a = G + 0.2Q$$

$$N_a = 54834.8 \text{ KN.}$$

IX.5.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.25 [\text{m}]$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.6 [\text{m}]$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{26.5 \times 15.2^3}{12} - 2 \times \frac{4.5 \times 3.3^3}{12} = 7728.28 [\text{m}^4] .$$

$$I_{YY} = \frac{15.2 \times 26.5^3}{12} - 2 \times \frac{3.3 \times 4.5^3}{12} = 23522.07 [\text{m}^4] .$$

IX.6 Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

Avec :

b : bande de largeur 1m.

d : hauteur utile

$$b=100 \text{ [cm]} \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ [cm]}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{84088,44 \times 1}{444,5} \times \frac{4,3}{2} = 406,7 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{406,7}{1 \times 1000 \times 0,27} = 1,5 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité du radier :

Caractéristiques géométriques :

$$X_G = 13,25 \text{ [m]}$$

$$Y_G = 7,6 \text{ [m]}$$

$$I_{XX} = 7728,28 \text{ [m}^4\text{]} .$$

$$I_{YY} = 23522,07 \text{ [m}^4\text{]} .$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par des efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

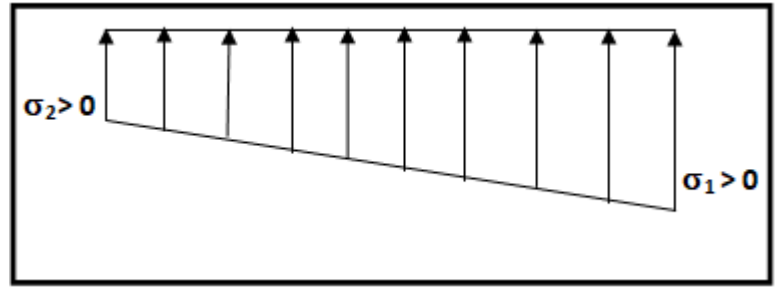
On doit vérifier les conditions suivantes :

➤ **ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Sens longitudinal xx :**A l'ELU :** $N_u = 84088.44 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{84088.44}{444.5} = 189.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{84088.44}{444.5} = 189.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.2 + 189.2}{4} = 189.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 189.2 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $N_s = 61378.84 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{61378.84}{444.5} = 138.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{61378.84}{444.5} = 138.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.08 + 138.08}{4} = 138.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 138.08 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 54834.8 \text{ KN}$.

$$M_{OX} = 47736.983 \text{ KN.m} ; \quad T_{OX} = 2064.8 \text{ KN}$$

$$M_X = M_{OX} + T_{OX} \times h = 47736.983 + 2064.8 \times 1 = 49801.783 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{84088.44}{444.5} + \frac{49801.783}{23522.07} \times 13.25 = 217.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{84088.44}{444.5} - \frac{49801.783}{23522.07} \times 13.25 = 161.12 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 217.23 + 161.12}{4} = 203.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 203.2 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal yy :

A l'ELU : $N_u = 84088.44 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{84088.44}{444.5} = 189.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{84088.44}{444.5} = 189.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.2 + 189.2}{4} = 189.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 189.2 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $N_s = 61378.84 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{61378.84}{444.5} = 138.08 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{61378.84}{444.5} = 138.08 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.08 + 138.08}{4} = 138.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 138.08 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique : $N_a = 54834.8 \text{ KN}$.

$$M_{Oy} = 48349.370 \text{ KN.m} ; \quad T_{Oy} = 2098.16 \text{ KN}.$$

$$M_y = M_{Oy} + T_{Oy} \times h = 48349.370 + 2098.16 \times 1 = 50447.53 \text{ KN}.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{84088.44}{444.5} + \frac{50447.53}{7728.28} \times 7.6 = 238.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{84088.44}{444.5} - \frac{50447.53}{7728.28} \times 7.6 = 139.56 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 238.78 + 139.56}{4} = 213.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 213.97 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier, $P = 42657.84 \text{ KN}$.

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$.

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($Z = 1 \text{ m}$).

S : Surface du radier, ($S = 444.5 \text{ m}^2$)

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1.5 \times 10 \times 1 \times 444.5 = 6667.5 \text{ KN.}$$

Donc : $P = 42657.84 \text{ KN} > 6667.5 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

\longrightarrow Pas de risque de soulèvement.

IX.7 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU : q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 189.2 - \frac{10540.95}{444.5} = 165.48 [KN/m^2]$$

$$ELS : q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 138.08 - \frac{10540.95}{444.5} = 114.36 [KN/m^2]$$

Panneau de dimension : $L_x = 4 [m]$

$$L_y = 4.3 [m]$$

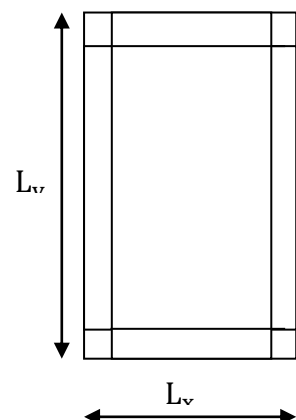
$$\rho = \frac{4}{4.3} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

IX.7.1 Calcul des armatures à l'ELU :

Evaluations des moments M_x, M_y :

$$\nu = 0 ; \rho = 0.93 \longrightarrow \mu_x = 0.0428 ; \mu_y = 0.841$$



On aura donc :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

$$M_{ox} = 0.0428 \times 165.48 \times 4^2 = 113.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.841 \times 113.32 = 95.3 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ces appuis :

-Moment en travée : $0.75M_{ox}$ ou $0.75M_{oy}$

-Moment sur appuis : $0.5M_{ox}$ ou $0.5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée : $0.85M_{ox}$ ou $0.85M_{oy}$

-Moment sur appuis de rive : $0.3M_{ox}$ ou $0.3M_{oy}$

-Moment sur appuis intermédiaire : $0.5M_{ox}$ ou $0.5M_{oy}$

❖ **Moment sur appui :**

$$M_x^a = 0.5 \times 113.32 = 56.66 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 95.3 = 47.65 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 113.32 = 84.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 95.3 = 71.47 \text{ KN.m.}$$

-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{56.66 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.967.$$

$$A_u^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{56.66 \times 10^3}{0.967 \times 25 \times 348} = 6.73 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{84.99 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.096 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.949.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{84.99 \times 10^3}{0.949 \times 25 \times 348} = 10.29 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA14 = 12.31 cm²** avec un espacement **e = 10cm**

-Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y :

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47.65 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.972.$$

$$A_u^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{47.65 \times 10^3}{0.972 \times 25 \times 348} = 5.63 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{71.47 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14.2} = 0.08 < 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\beta = 0.958.$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{71.47 \times 10^3}{0.958 \times 25 \times 348} = 8.57 \text{ cm}^2.$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm²** avec un espacement **e = 10cm**.

IX.7.2 Vérification à l'ELU :**1. Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91):**

- Armatures parallèles à L_x :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.93}{2} \right) = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis: } A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } A_u^t = 12.31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.48 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à L_y :

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \quad \rightarrow \quad A_y \geq \rho_0 bh$$

$$A_y = 0.0008 \times 30 \times 100 = 2.4$$

$$\text{En appuis: } A_u^a = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée: } A_u^t = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

2. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

- Sens x-x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33 [\text{cm}]\} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{90; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45 [\text{cm}]\} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{120; 45 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IX.7.3 Vérification à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

➤ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0.2 ; \rho = 0.93 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.891 \end{array} \right.$$

$$q_s = 114.36 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0500 \times 114.36 \times (4)^2 = 91.488 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.891 \times 91.488 = 81.5 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment sur appui :**

$$M_x^a = 0.5 \times 91.488 = 45.74 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0.5 \times 81.5 = 40.75 \text{ KN.m.}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times 91.488 = 68.616 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 81.5 = 61.125 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**▪ **Sens x-x :**• **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0.335 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{45.74 \times 10^3}{0.910 \times 27 \times 9,05} = 205.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205.7}{40.56} = 5.07 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 27} = 0.456 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.898 \\ K_1 = 34.02 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{68.616 \times 10^3}{0.898 \times 27 \times 12,31} = 229.9 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{229.9}{34.02} = 6.75 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :
- Aux appuis :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0.335 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{40.74 \times 10^3}{0.910 \times 27 \times 9.05} = 183.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183.2}{40.56} = 4.51 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0.335 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{61.125 \times 10^3}{0.91 \times 27 \times 9.05} = 274.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{274.89}{40.56} = 6.77 \text{ MPa.} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX.8 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barre de 1 mètre de longueur.

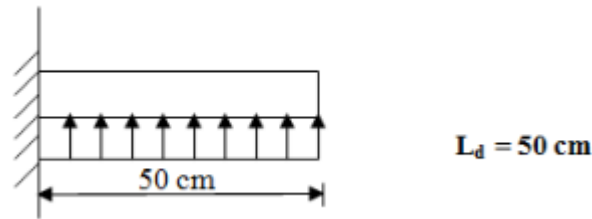


Figure 0-2 : Schéma statique du débord.

IX.8.1 Sollicitation de calcul :

- A L'ELU : $q_u = 165.48 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{165.48 \times 0,5^2}{2} = -20.685 \text{ [KN.m]}$$

- A L'ELS : $q_s = 114.36 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{114.36 \times 0,5^2}{2} = -14.29 \text{ [KN.m]}$$

IX.8.2 VII.6.2 Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ [m]}$; $d = 27 \text{ [cm]}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ [MPa]}$; $\sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.685}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,02 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.685 \times 10^2}{0,990 \times 27 \times 34,8} = 2.22 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm²/ml** avec un espacement **s_t = 25 cm**

Remarque :

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

IX.9 Calcul des nervures :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

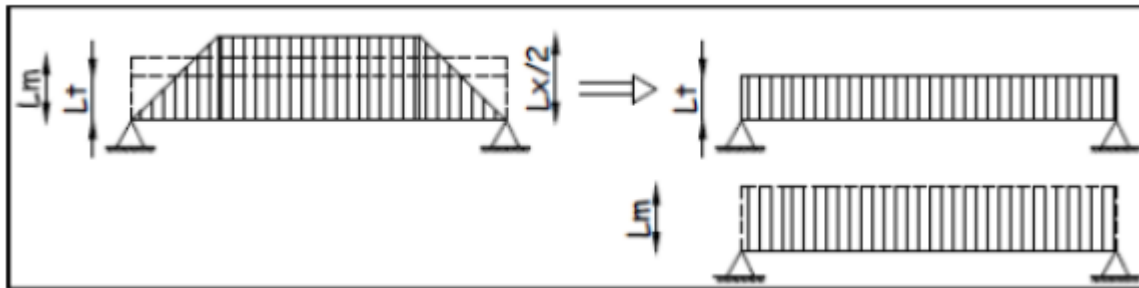


Figure 0-3 : Présentation des charges simplifiées.

IX.9.1 Détermination des charges :

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- 1^{er} Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

- 2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

B. Charges à considérées :

Moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

Efforts tranchants:

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x [m]	L _y [m]	ρ _x	Chargement	L _m [m]	L _t [m]	q _u [KN/m²]	q _s [KN/m²]	Q _u [KN/m]	Σ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Σ Q _s [KN/m]	Q _u [KN/m]	Σ Q _u [KN/m]	Q _s [KN/m]	Σ Q _s [KN/m]
AB	1	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42	440.84	152.33	304.66	165.48	330.96	114.36	228.72
	2	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42		152.33		165.48		114.36	
BC	1	3	4.3	0.697	Triangulaire	0.999	0.75	165.48	114.36	165.31	330.62	114.25	228.5	124.11	248.22	85.77	171.54
	2	3	4.3	0.697	Triangulaire	0.999	0.75	165.48	114.36	165.31		114.25		124.11		85.77	
CD	1	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42	440.84	152.33	304.66	165.48	330.96	114.36	228.72
	2	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42		152.33		165.48		114.36	
DE	1	4.3	4.5	0.95	trapézoïdal	1.5	1.18	165.48	114.36	248.22	496.44	171.54	343.08	195.26	390.52	134.93	269.86
	2	4.3	4.5	0.95	trapézoïdal	1.5	1.18	165.48	114.36	248.22		171.54		195.26		134.93	
EF	1	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42	440.84	152.33	304.66	165.48	330.96	93.28	228.72
	2	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42		152.33		165.48		93.28	
FG	1	3	4.3	0.697	Triangulaire	0.999	0.75	165.48	114.36	165.31	330.62	114.25	228.5	124.11	248.22	69.96	171.54
	2	3	4.3	0.697	Triangulaire	0.999	0.75	165.48	114.36	165.31		114.25		124.11		69.96	
GH	1	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42	440.84	152.33	304.66	165.48	330.96	93.28	228.72
	2	4	4.3	0.93	Triangulaire	1.332	1	165.48	114.36	220.42		152.33		165.48		93.28	

Figure 0-4 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée.

Sens transversal :

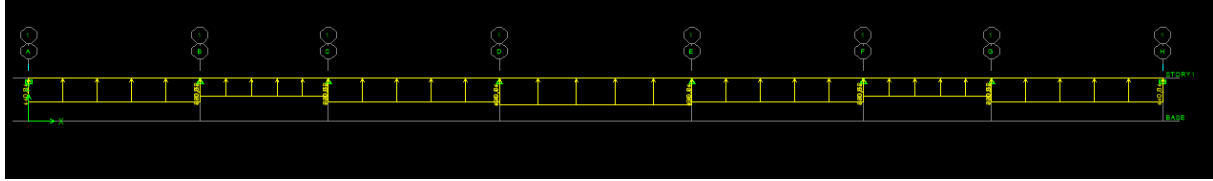
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x [m]	L_y [m]	ρ_x	chargement	L_m [m]	L_t [m]	q_u [KN/m ²]	q_s [KN/m ²]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]	Q_u [KN/m]	$\sum Q_u$ [KN/m]	Q_s [KN/m]	$\sum Q_s$ [KN/m]
1-2	1	3.3	4	0.825	triangulaire	1.1	0.825	165.48	114.36	182.028	360.748	125.796	249.296	136.52	282.14	94.347	194.98
	2	3	3.3	0.909	trapézoïdal	1.08	0.88	165.48	114.36	178.72		123.5		145.62		100.64	
2-3	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.135	165.48	114.36	234.98	443.48	162.39	306.48	187.82	375.8	129.8	259.7
	2	3	4.3	0.697	trapézoïdal	1.26	1.136	165.48	114.36	208.5		144.09		187.98		129.9	
3-4	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.135	165.48	114.36	234.98	443.48	162.39	306.48	187.82	375.8	129.8	259.7
	2	3	4.3	0.697	trapézoïdal	1.26	1.136	165.48	114.36	208.5		144.09		187.98		129.9	
4-5	1	3.3	4	0.825	Triangulaire	1.1	0.825	165.48	114.36	182.028	360.748	125.796	249.296	136.52	282.14	94.347	194.98
	2	3	3.3	0.909	trapézoïdal	1.08	0.88	165.48	114.36	178.72		123.5		145.62		100.64	

Figure 0-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée.

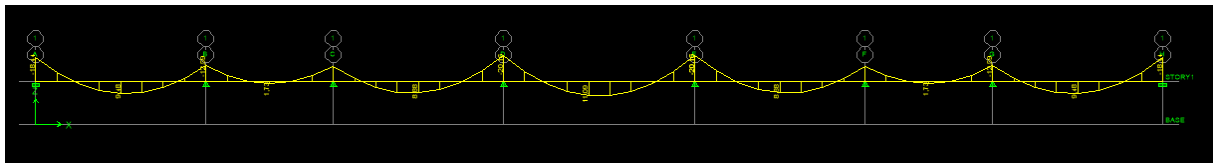
IX.9.2 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

Sens longitudinal :

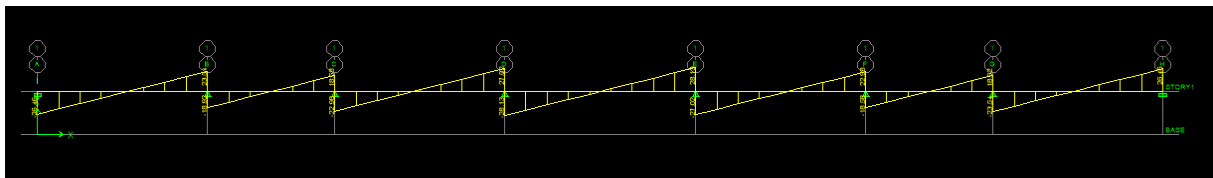
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



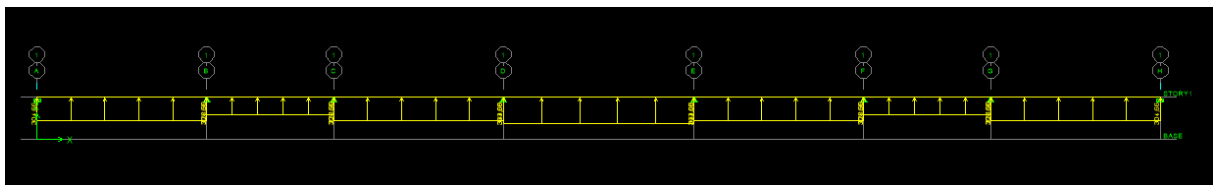
2) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.



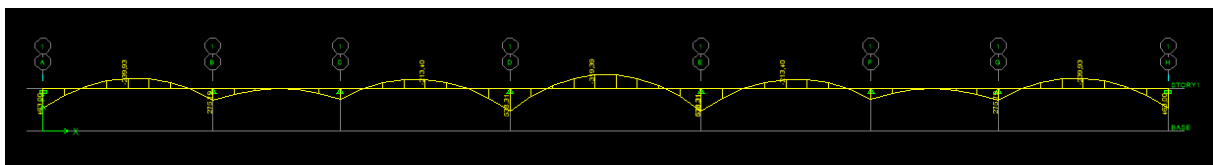
3) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



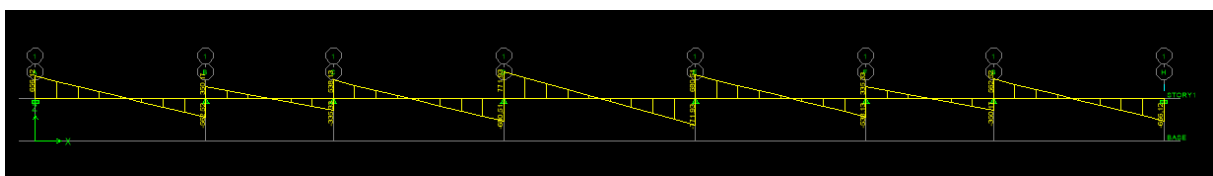
4) Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).



5) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

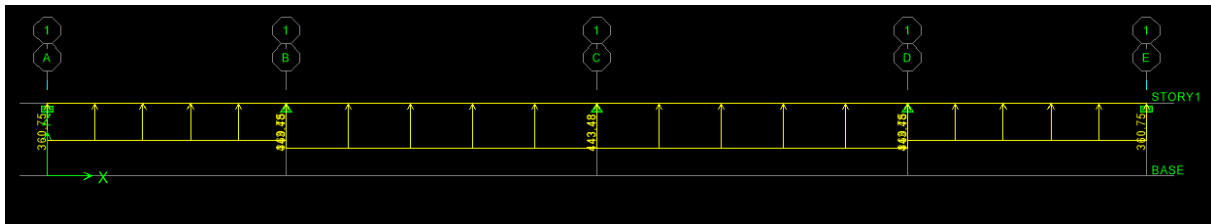


6) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

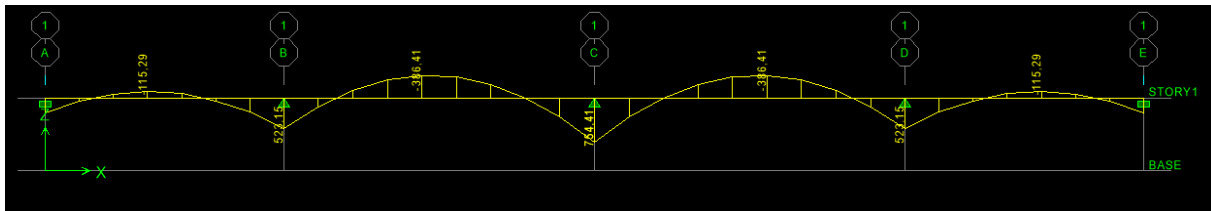


Sens transversal :

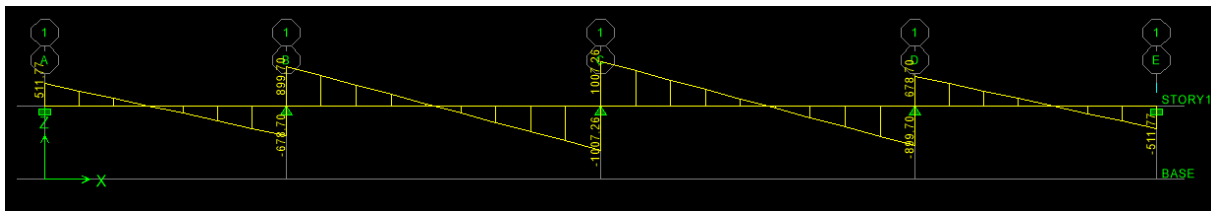
1) Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).



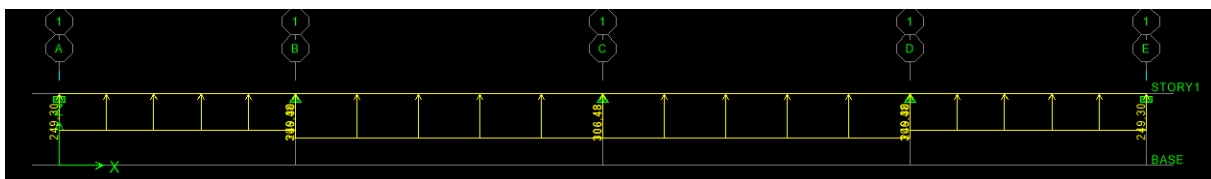
2) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).



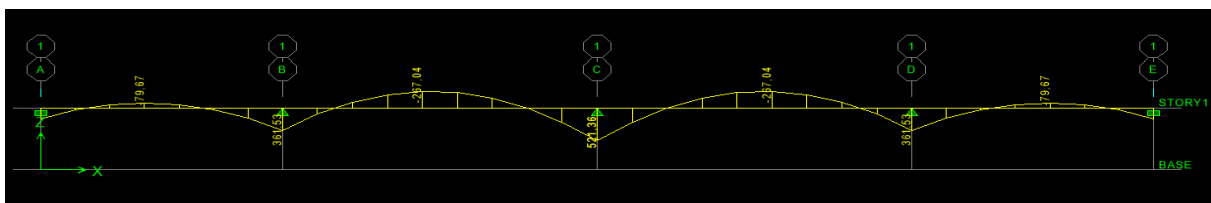
3) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.



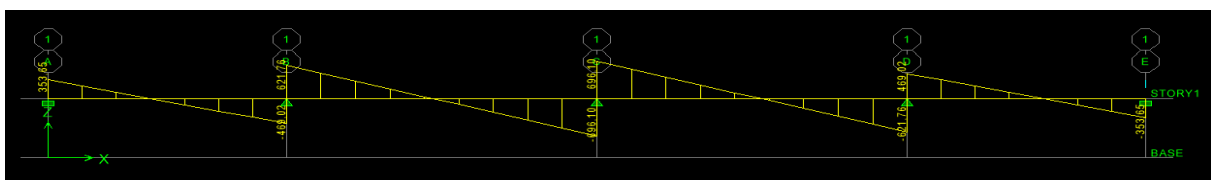
4) Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).



5) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)..



6) Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.



	Sens longitudinale		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}(\text{KN.m})$	778.94	538.31	754.41	521.36
$M_t^{\max}(\text{KN.m})$	462.16	319.39	386.41	267.04
$T_{\max}(\text{KN})$	1116.99		1007.26	

Figure 0-6 : Les efforts internes dans les nervures.

IX.9.3 Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

$b = 50\text{cm}$; $h = 100\text{ cm}$; $d = 95\text{cm}$; $f_{bc} = 14.2\text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348\text{ MPa}$

$M_t^{\max} = 462.16[\text{KN.m}]$; $M_a^{\max} = 778.94[\text{KN.m}]$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{778.94 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.12 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.12 \longrightarrow \beta = 0.936$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{778.94 \times 10^3}{0.936 \times 95 \times 348} = 25.17 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25.75 [\text{cm}^2]$

- En travée :

$$M_t^{\max} = 462.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{462.16 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.072 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$A_a = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{462.16 \times 10^3}{0.963 \times 95 \times 348} = 14.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}16 + 5\text{HA}14 = 17.74 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

$M_t^{\max} = 386.41[\text{KN.m}]$; $M_a^{\max} = 754.41[\text{KN.m}]$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{754.41 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.118 \longrightarrow \beta = 0,937$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{754.41 \times 10^3}{0.937 \times 95 \times 348} = 24.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 25.75 \text{ [cm}^2\text{]}$$

▪ En travée :

$$M_t^{\max} = 386.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{386.41 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0.06 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.06 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{386.41 \times 10^3}{0.969 \times 95 \times 348} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}12 = 15.7 \text{ cm}^2.$$

IX.9.4 Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s < A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_2}$$

$$\text{Sens longitudinal: } A_{min} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens transversal: } A_{min} = 0.23 \times 50 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

b. Vérification au cisaillement [BAEL91/2003 art A.5.1,1] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Sens longitudinal : } T_{max} = 1116.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1116.99 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.35 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens transversal : } T_{max} = 1007.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1007.26 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.12 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Σu_i : La somme des périmètres utiles des barres.

Sens longitudinal :

$$\Sigma u_i = \pi . n . \varphi = 3.14 \times (5 \times 2 + 10 \times 1.6 + 5 \times 1.4) = 103.62 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1116.99 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 1036.2} = 1.26 \text{ MPa}$$

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

Avec : Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

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

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

Sens transversal :

$$\Sigma u_i = \pi . n . \varphi = 3.14 \times (5 \times 2 + 10 \times 1.6 + 5 \times 1.2) = 100.48 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1007.26 \times 10^3}{0.9 \times 950 \times 1004.8} = 1.17 \text{ MPa}$$

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

Avec : Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA).

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

$$\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition n'vérifiée}$$

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

d. Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003) :**Diamètre des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ [mm]}$

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ [cm]} \longrightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ [cm]}$$

e. Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_t^{\min} = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

f. Armatures de peau (Art 4.5.321. BAEL91/2003) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1 \text{ m} = 3 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour : } 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

IX.9.5 Vérification à l'ELS :**▪ Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$$

		M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Sens	travée	538.31	17.74	0.37	38.19	0.906	352.55	9.23	15	Ok
x-x	appuis	319.39	25.75	0.54	30.45	0.890	146.7	4.82	15	Ok
sens	travée	521.36	15.7	0.33	40.56	0.910	384.13	9.47	15	Ok
y-y	appuis	267.04	25.75	0.54	30.45	0.890	122.65	4.03	15	Ok

Figure 0-7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.



Conclusion

Générale

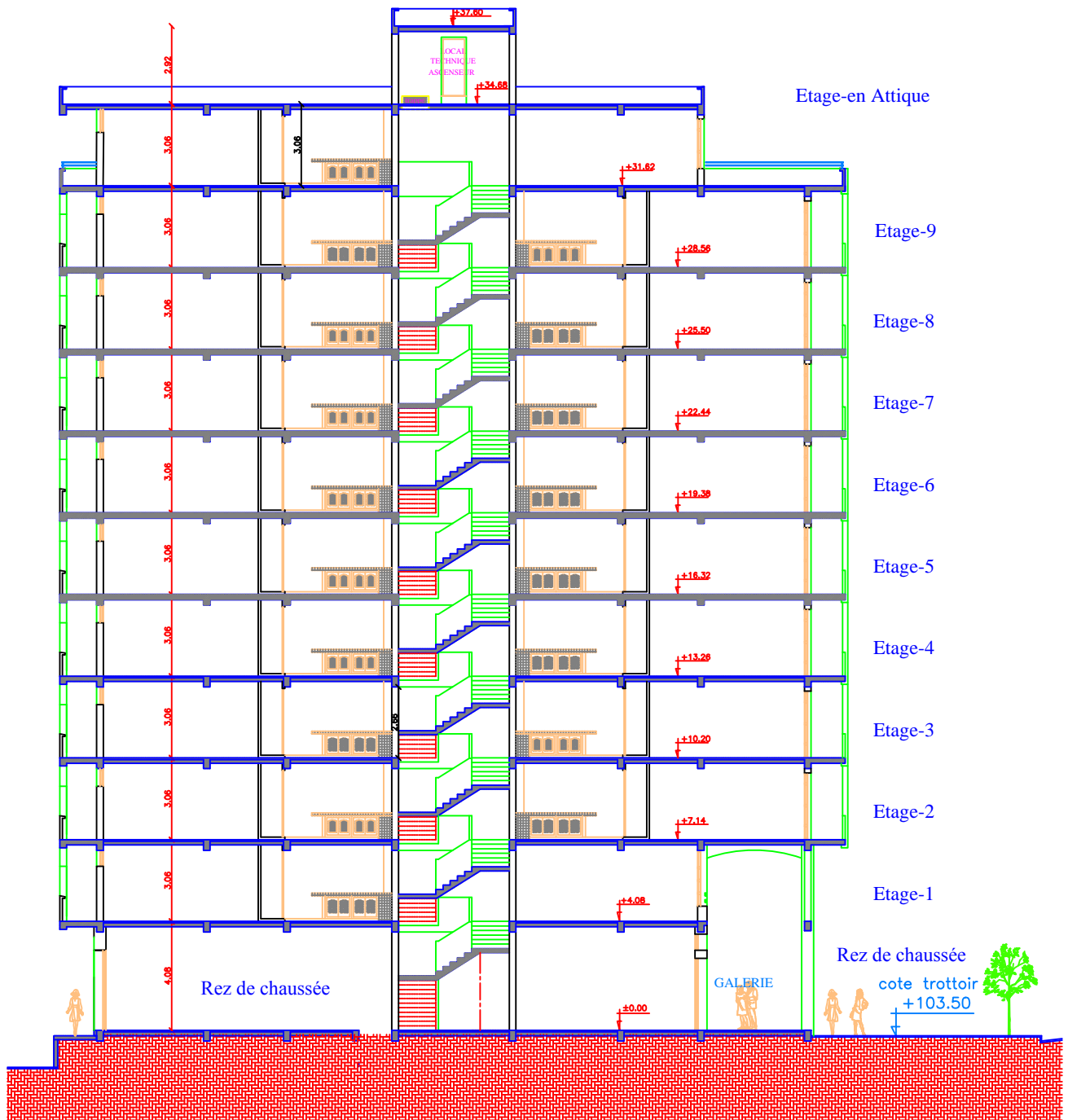
Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

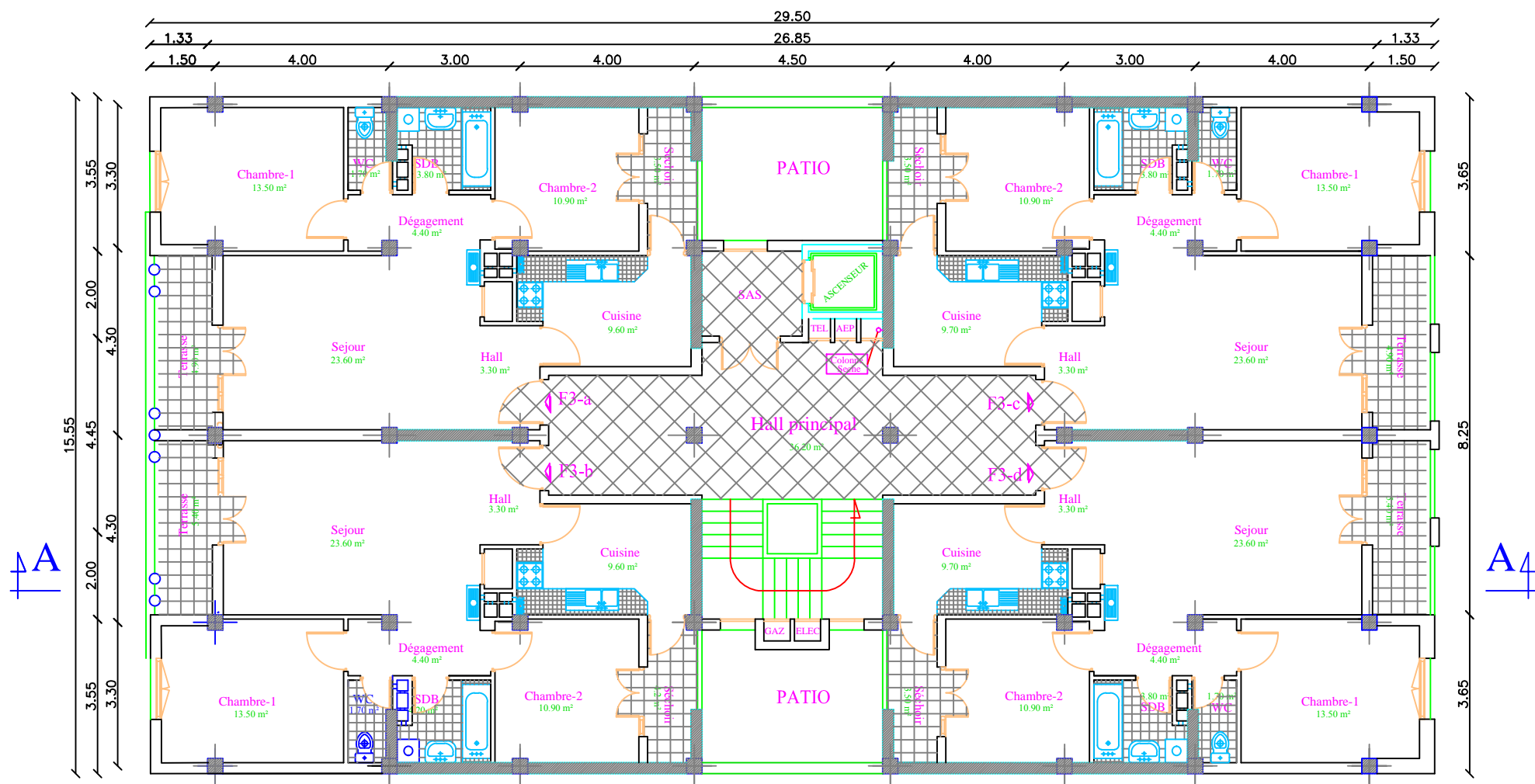
En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en Génie Civil.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue dans le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

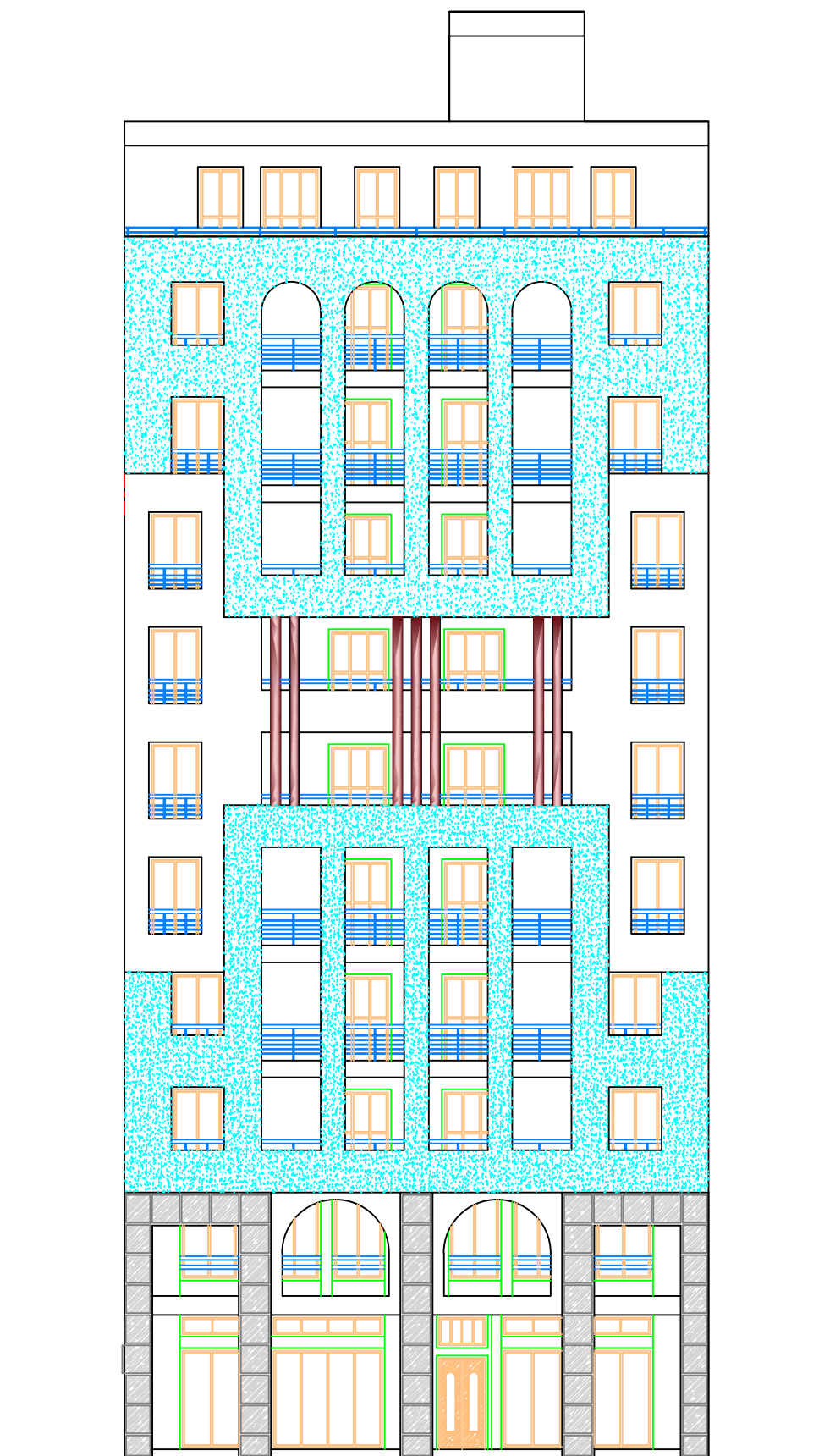
Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle



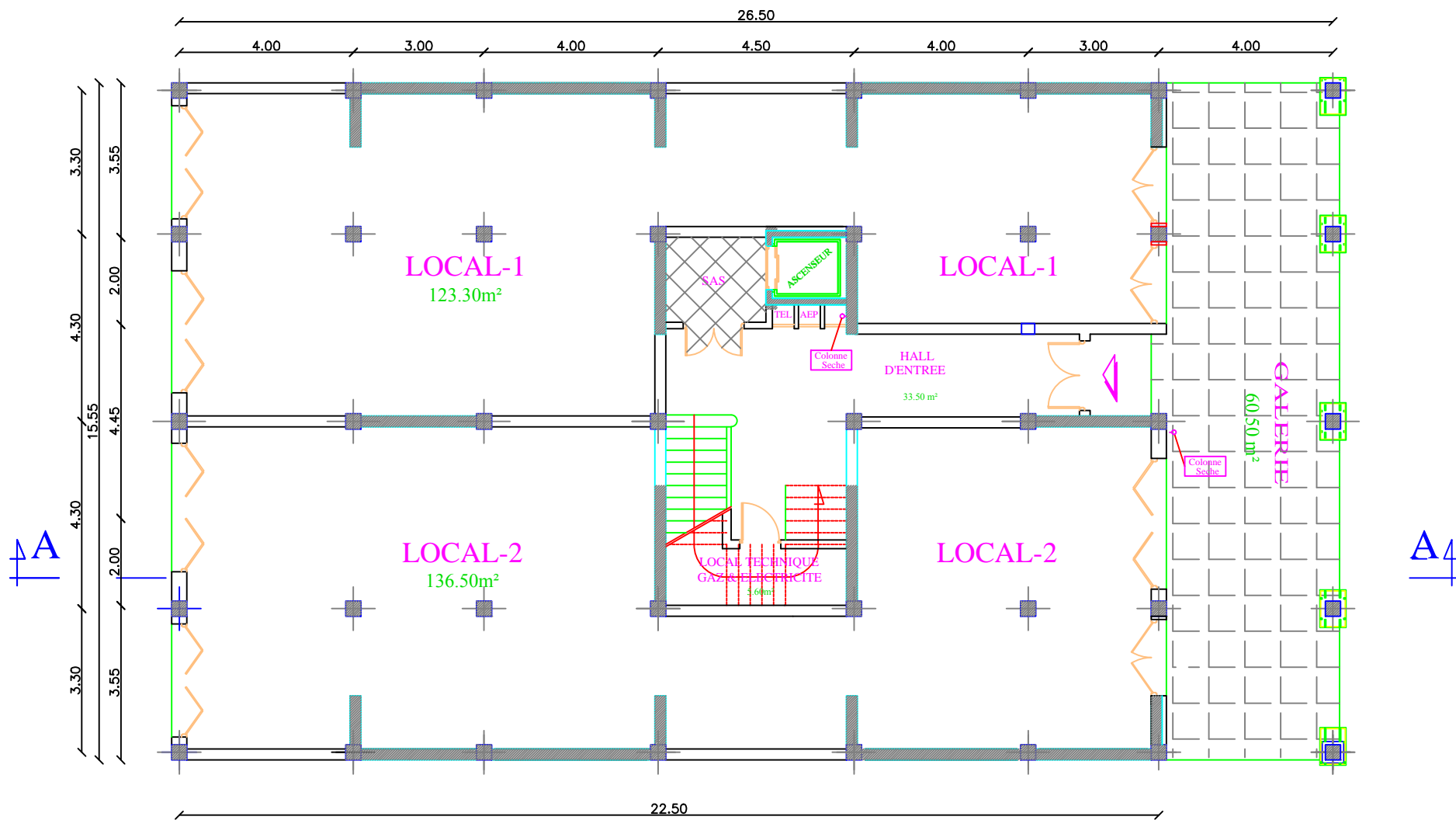
COUPE LONGITUDINALE: A-A



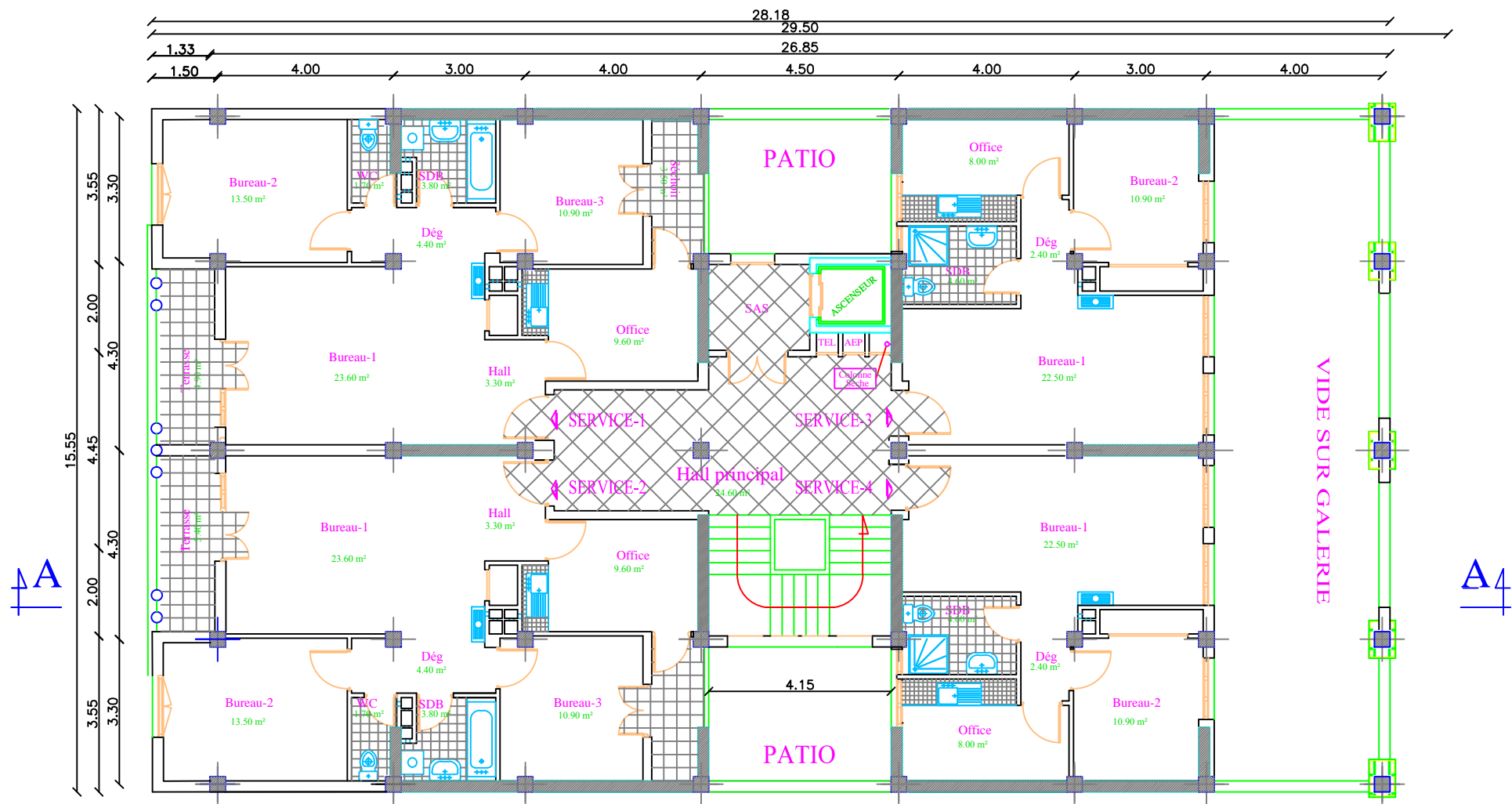
ETAGE COURANT



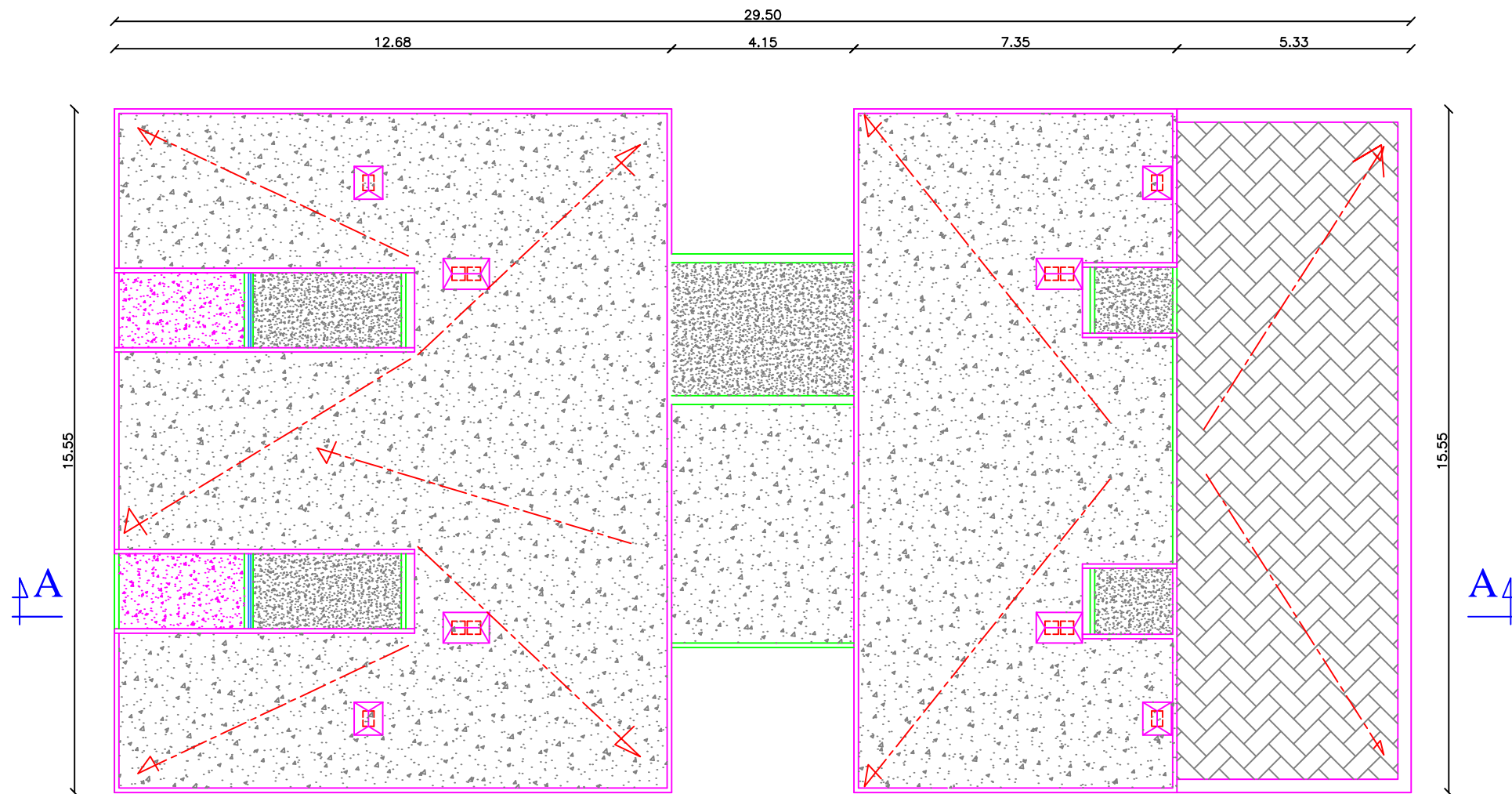
FACADE PRINCIPALE



REZ DE CHAUSSEE

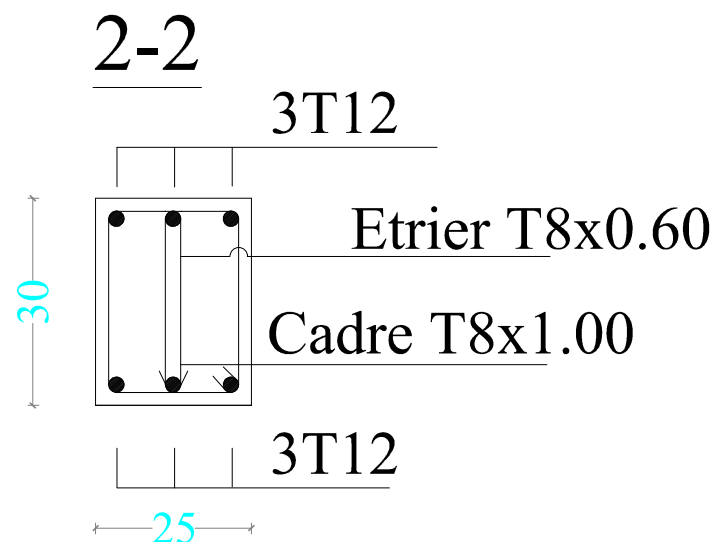
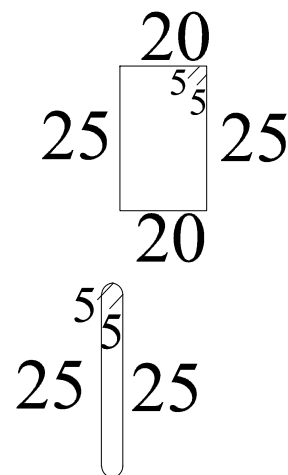
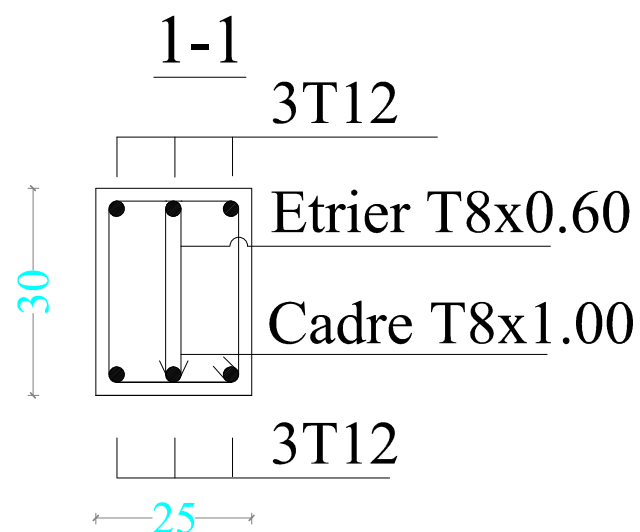
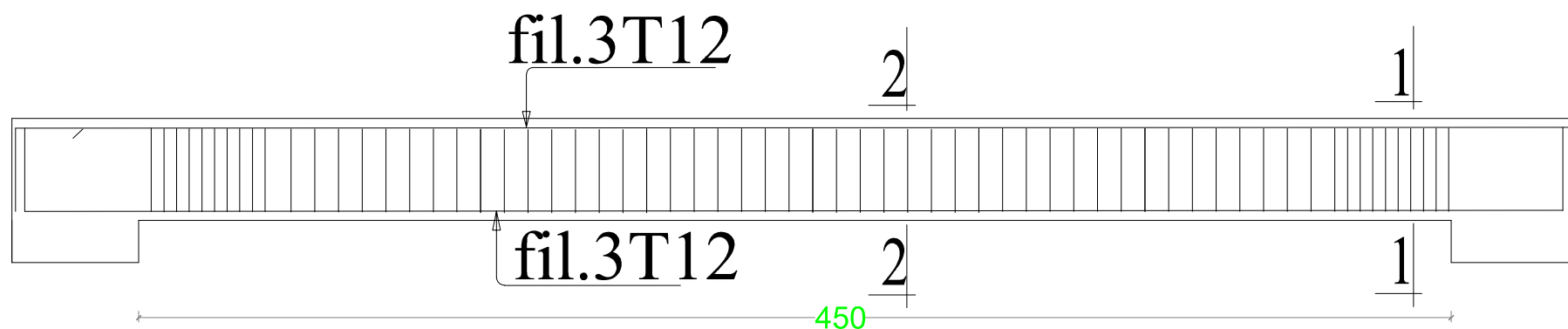


ETAGE -1-: NIV 4.50 m
SERVICES

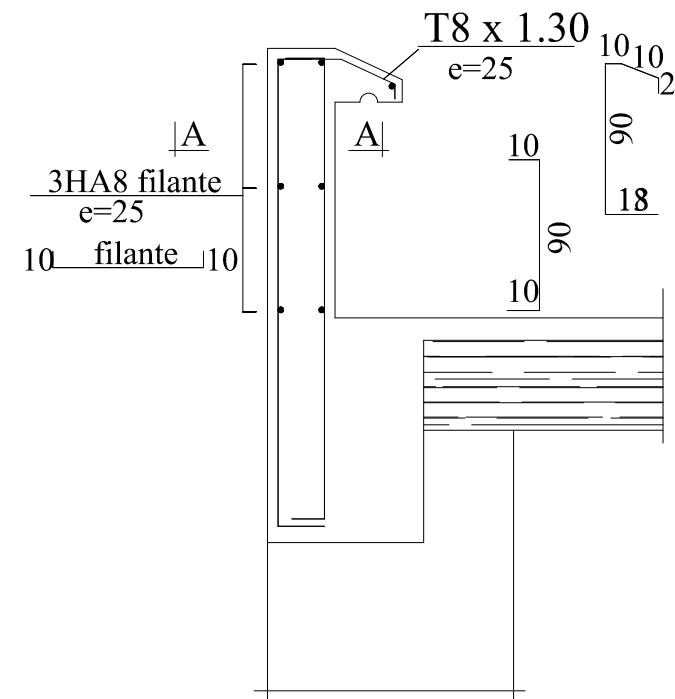
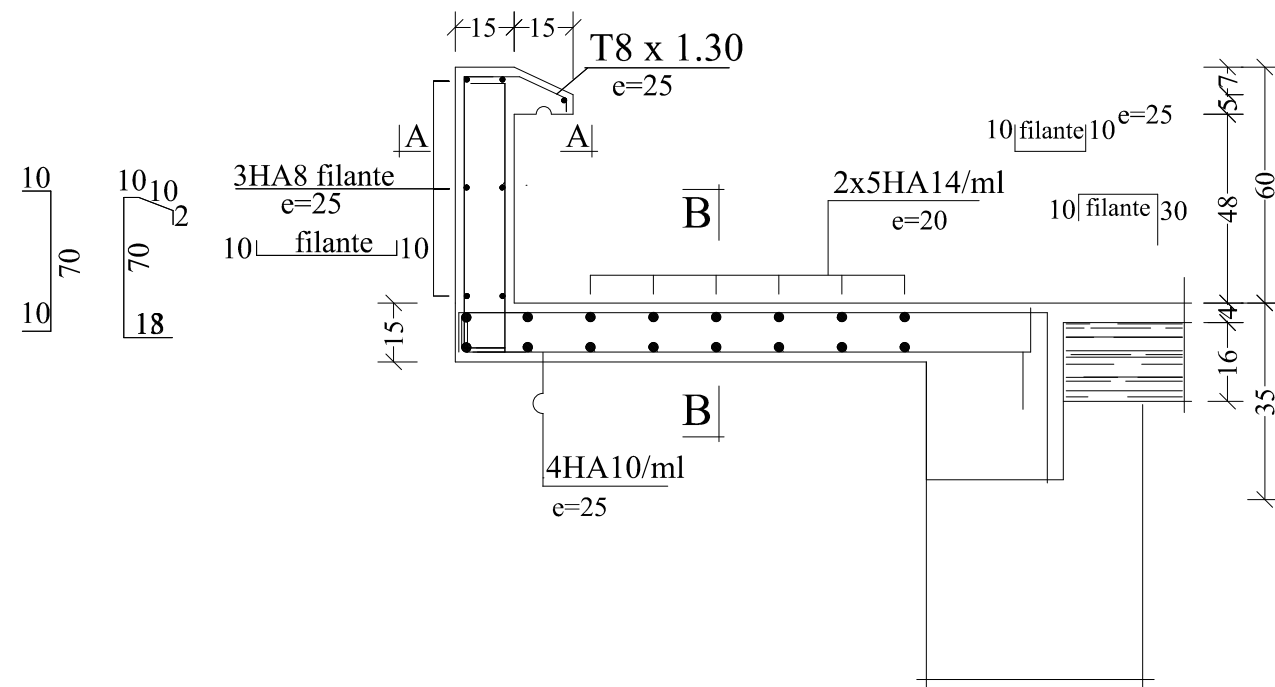


PLAN DE TOITUIRE

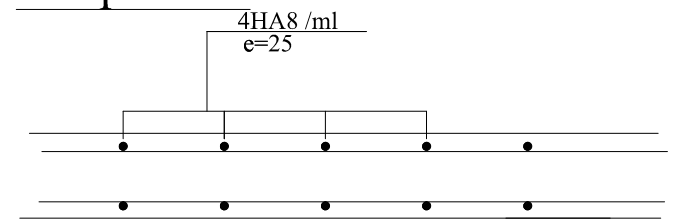
FERRAILLAGE : POUTRE DE CHINAGE (25X30)



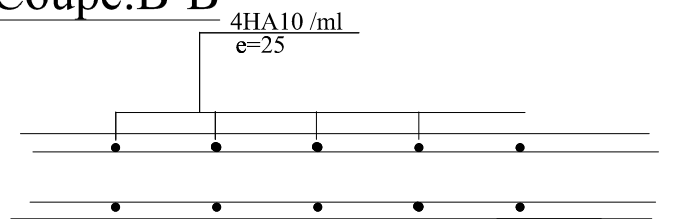
Ferraillage des balcons+acrotere



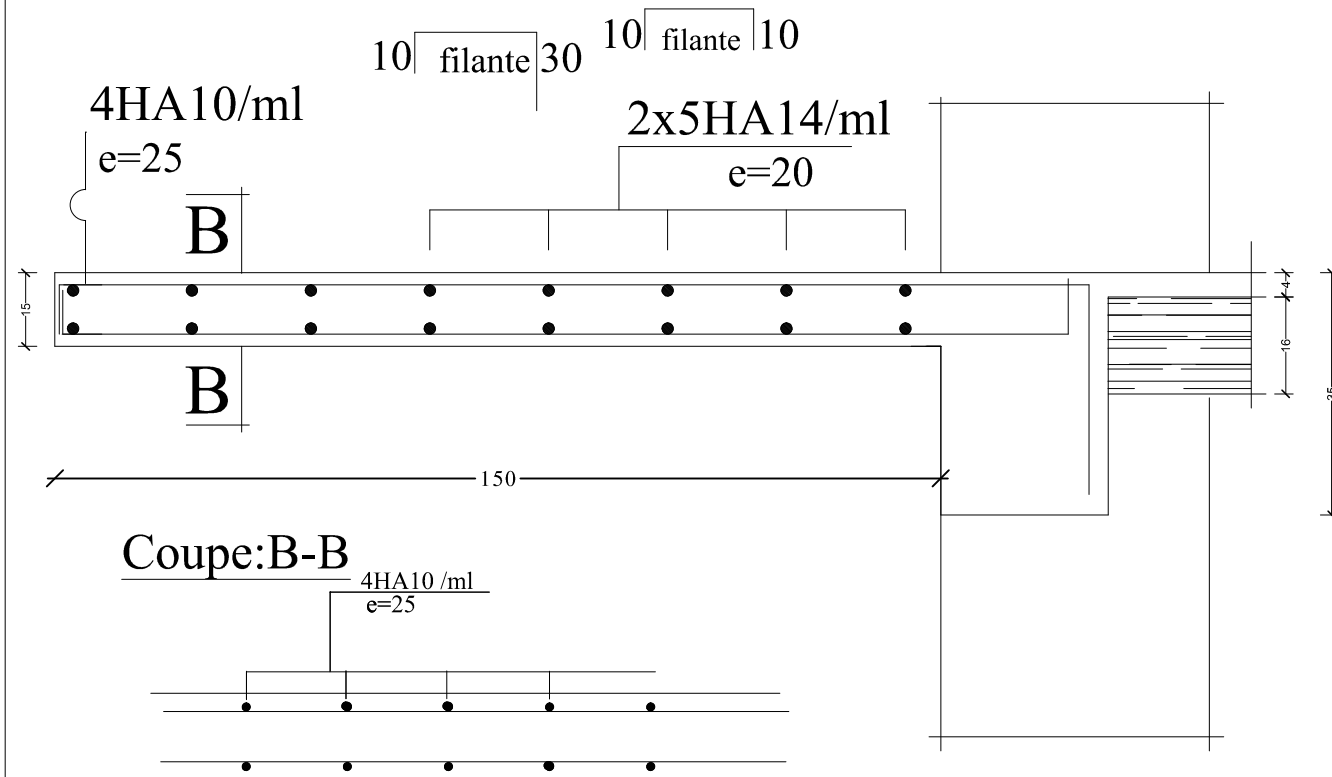
Coupe:A-A



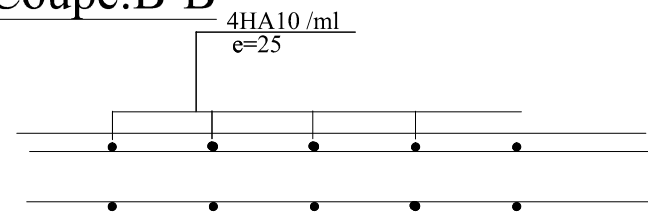
Coupe:B-B



Ferraillage des balcons

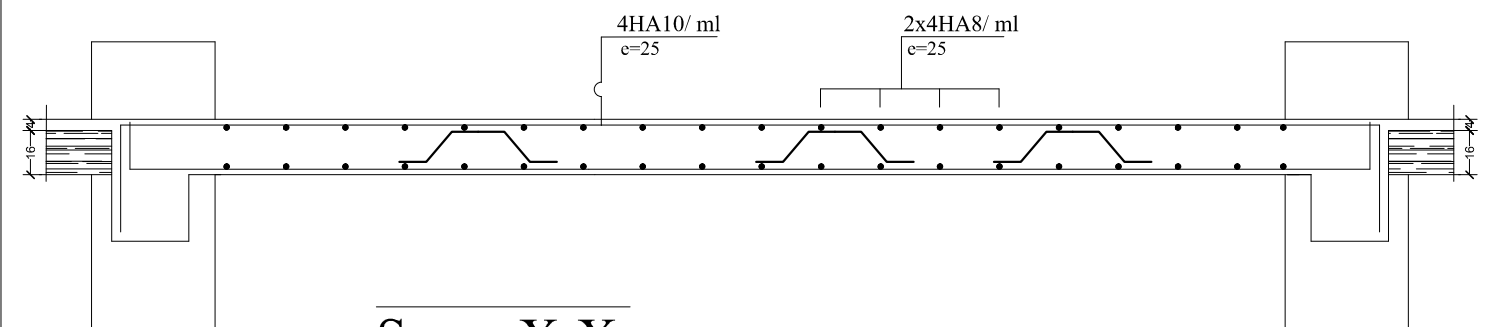


Coupe:B-B

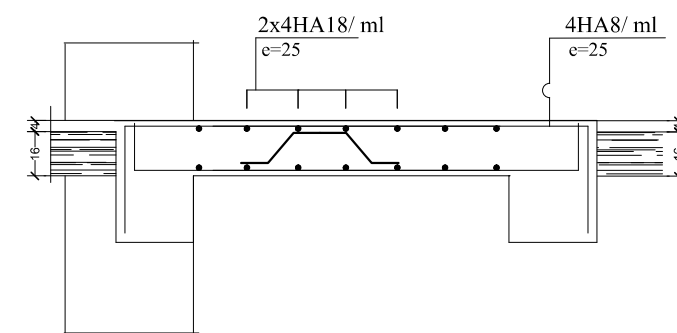


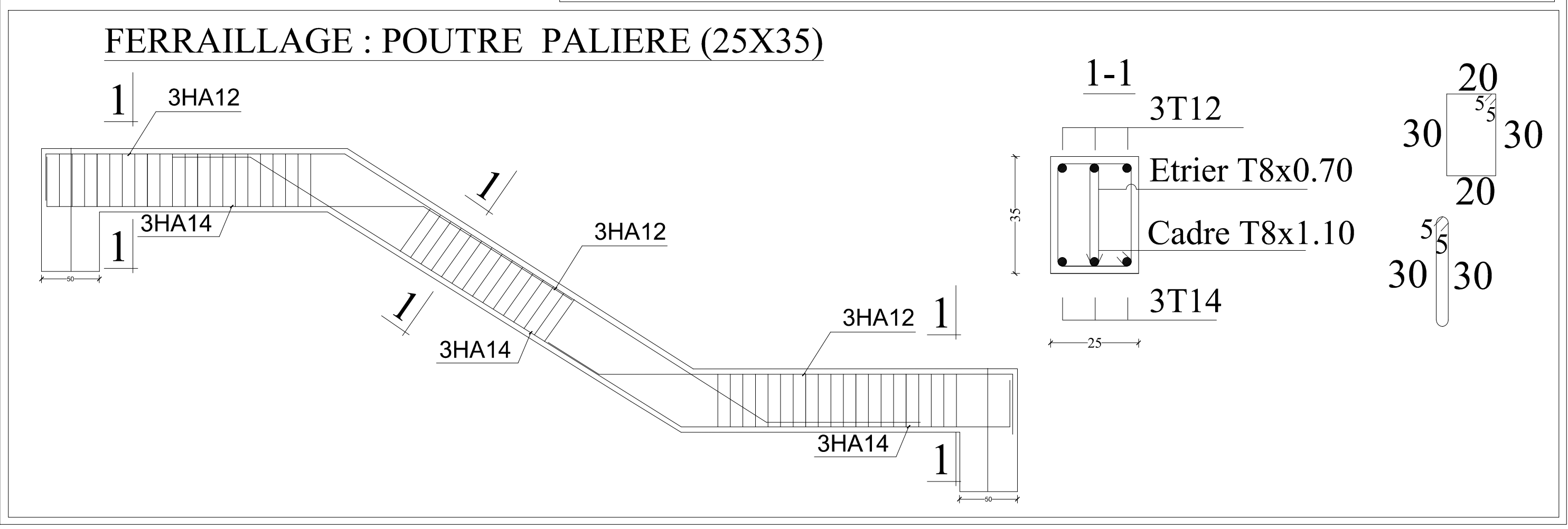
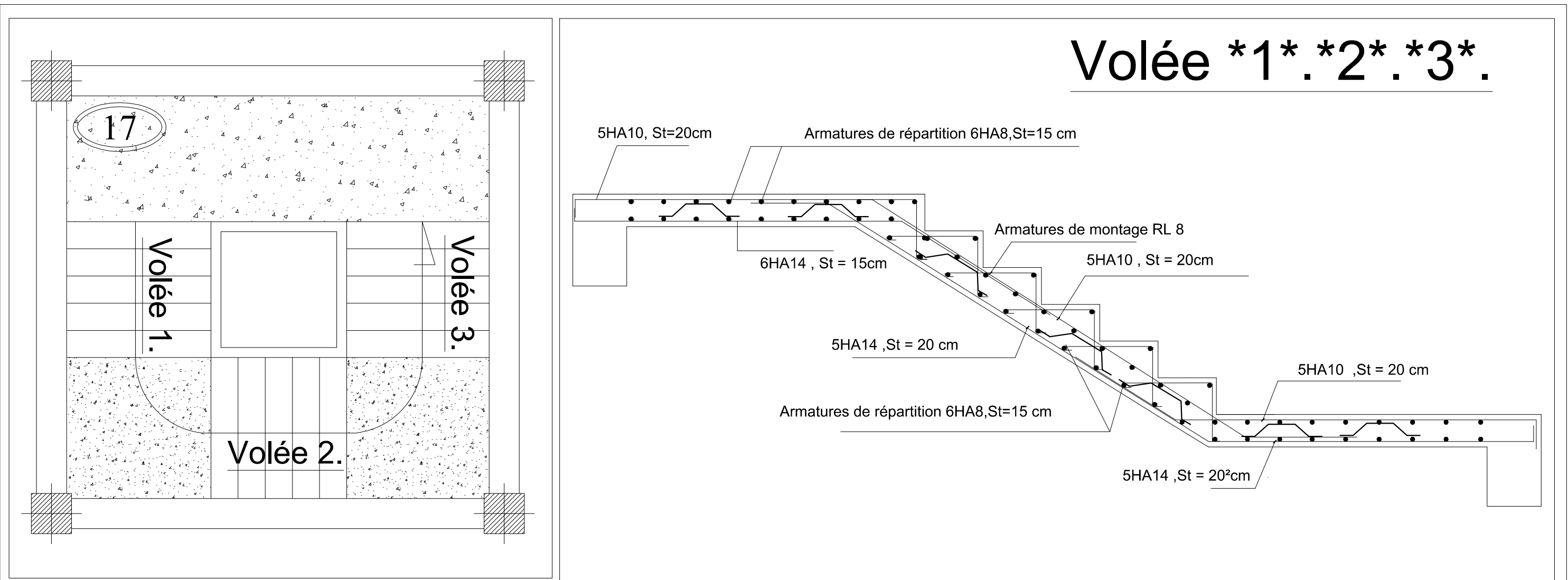
Ferraillage de la dalle pleine

Series Y-Y.



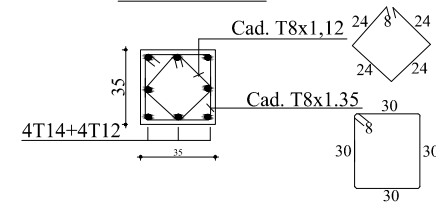
Senes X-X.



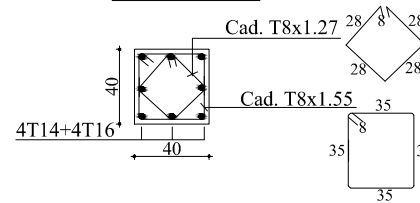


Technical drawing of a vertical structural element, likely a chimney or tower, showing a cross-section and elevation. The drawing is divided into three main sections, each 306 units high. The top section has a width of 40x1.4=60cm and a height of 306. The middle section has a width of 40x1.4=60 and a height of 306. The bottom section has a width of 40x1.6=65cm and a height of 306. The drawing includes various dimensions, material specifications (4Cad T8, 4T14+4T12x3.65), and elevation markers (+34.68, +31.62, +28.56, +25.50, +22.44, +19.38).

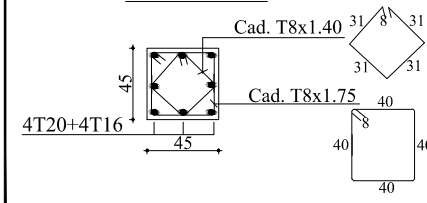
4-4



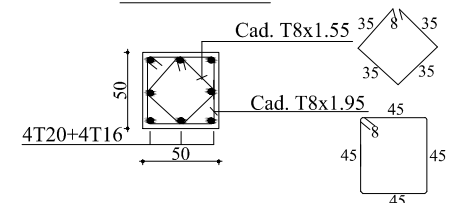
3--3



2--2

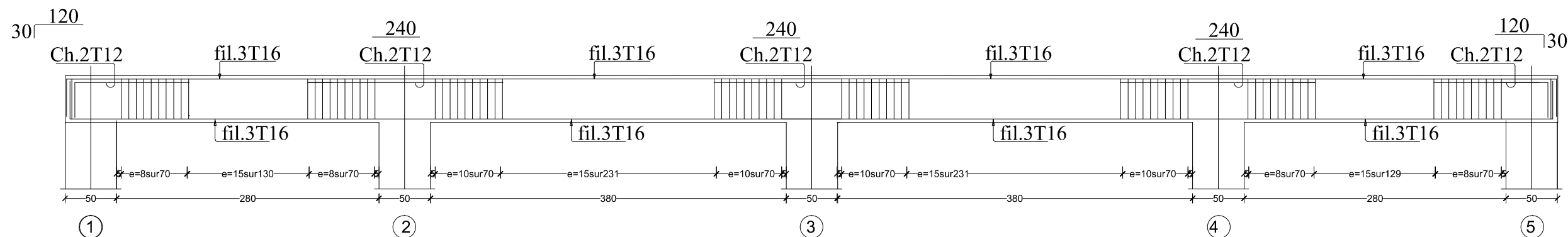


1--1

[illegible][illegible]

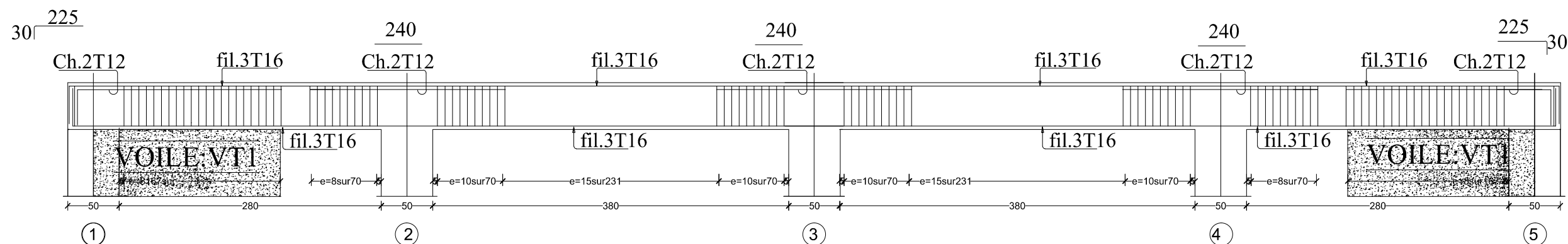
Poutres Principales:PP.:(30x35).

Poutre principales fils :*A*.*C*.*F*.*H*.



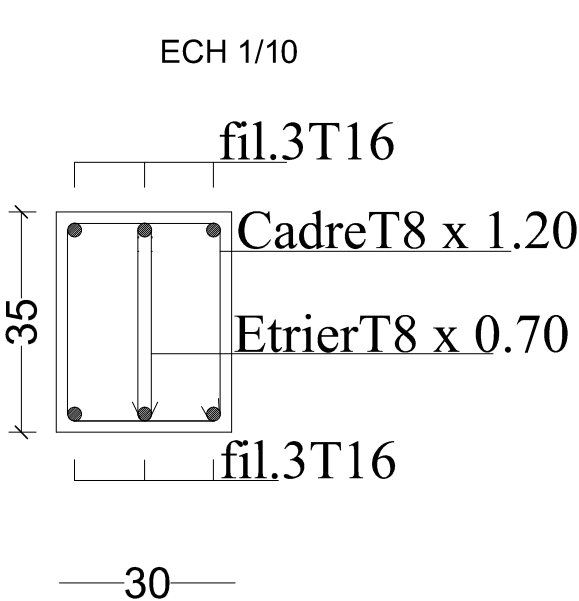
Poutre principales fils :*B*.*G*.

VOILE:VT1



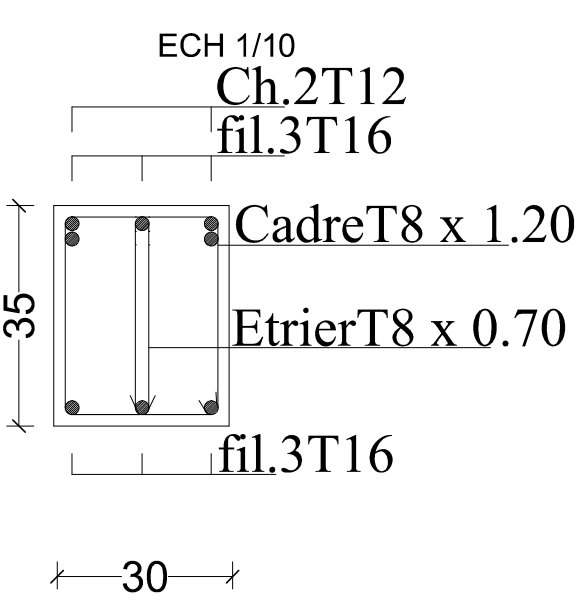
Travée

ECH 1/10



Appui

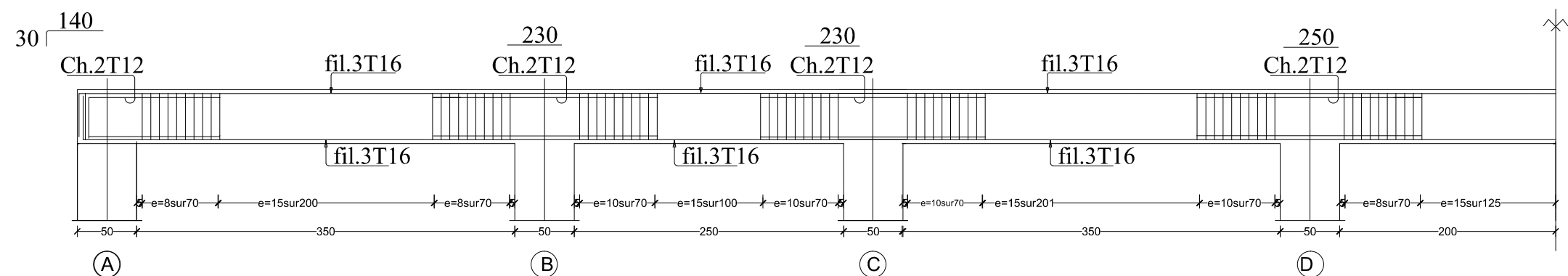
ECH 1/10



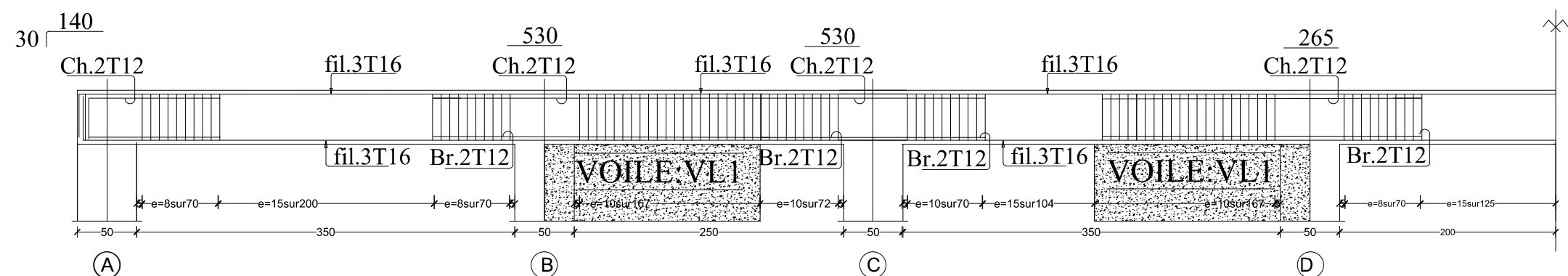
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
Réalise par: ZEROUROU, Amina ZIDANE, Nedjat Encadrée par: Madame HADDAD, MALEK .O.	
SITUATION: TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

Poutres Secondaires :PS.:(30x35).

Poutre principales fils :*2*.*3*.*4*.

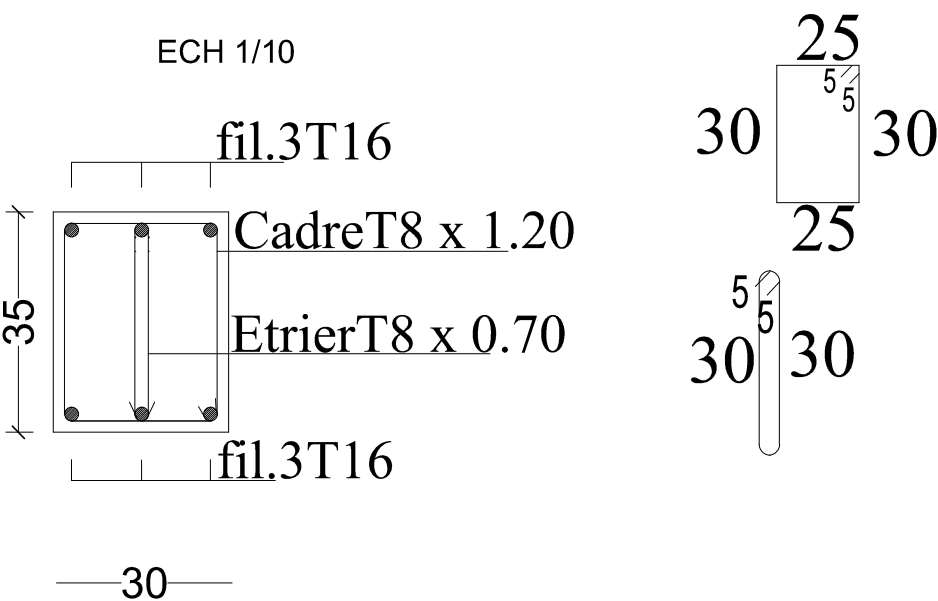


Poutre principales fils :*1*.*5*.



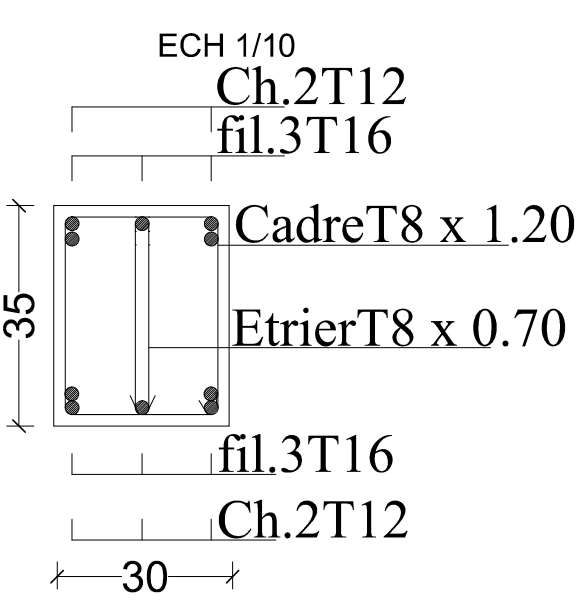
Travée

ECH 1/10



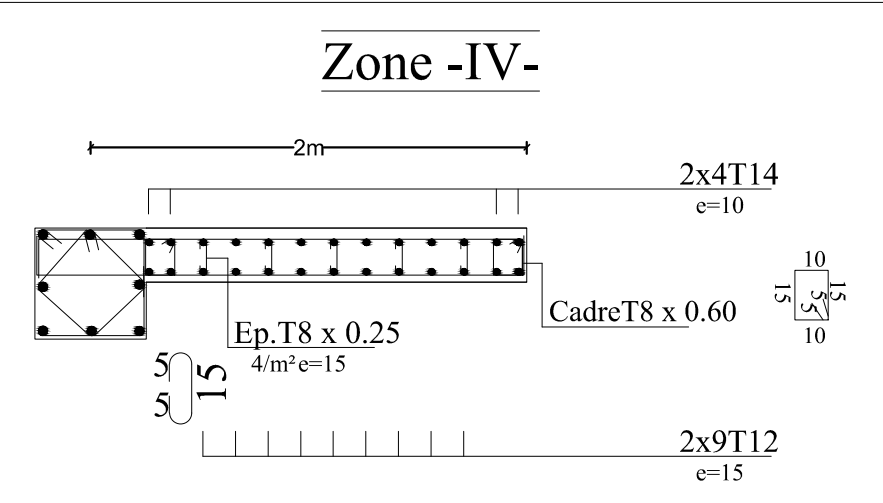
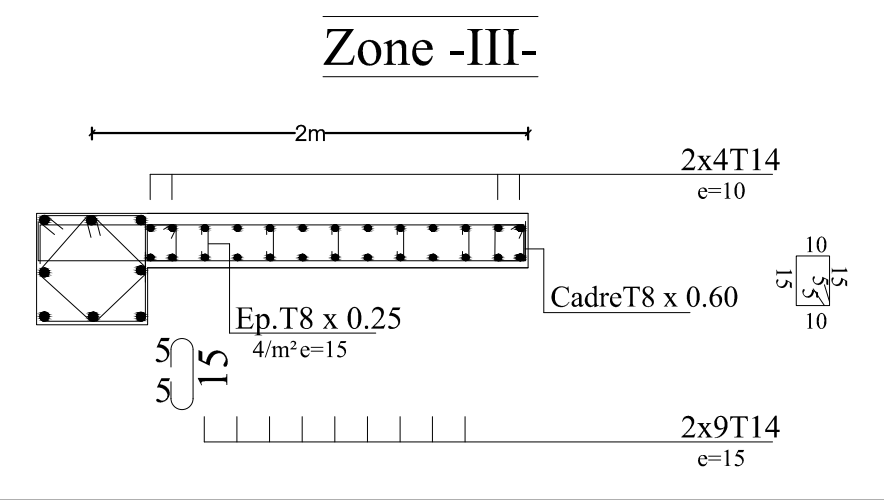
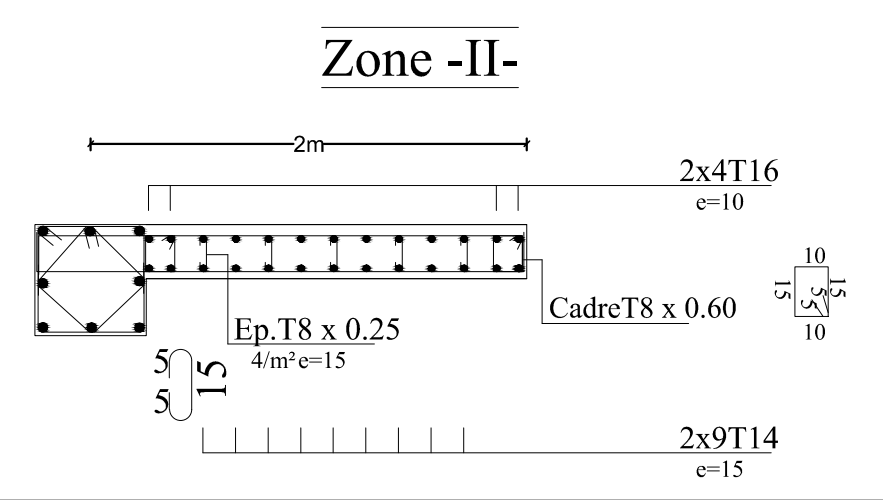
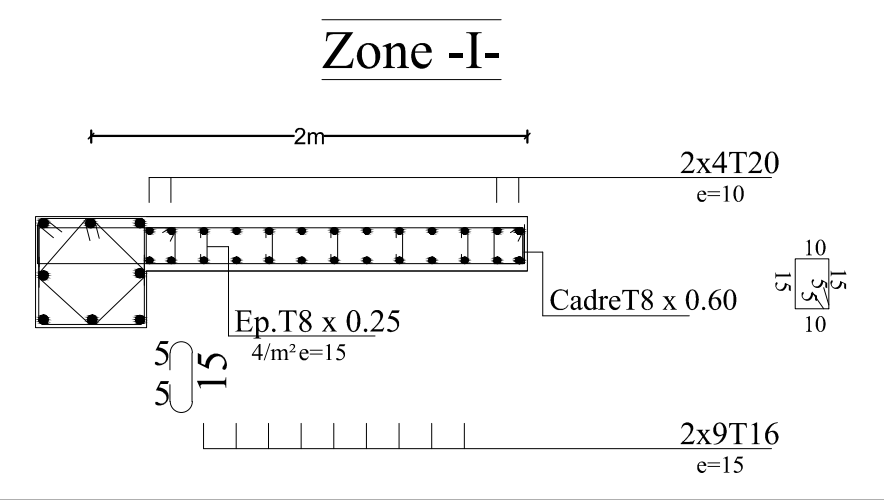
Appui

ECH 1/10

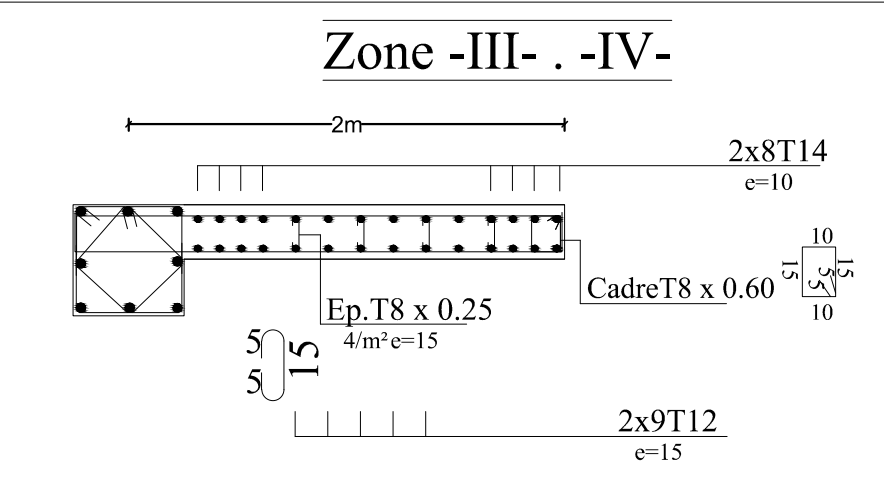
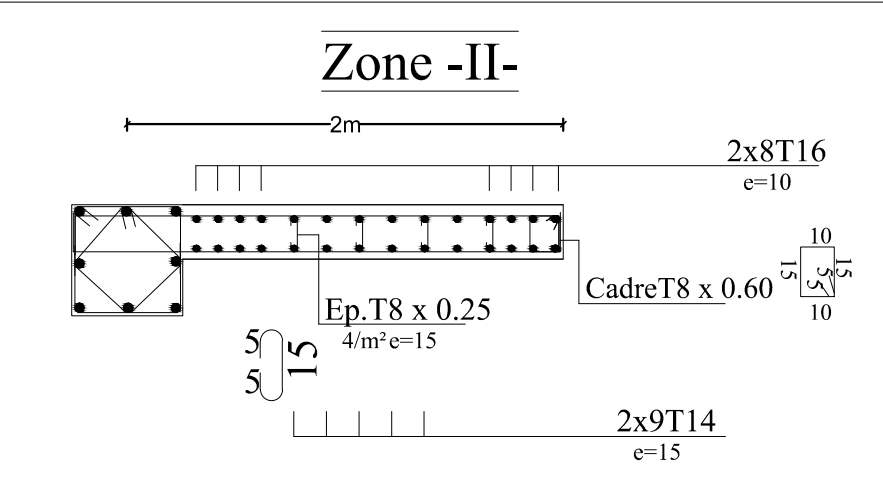
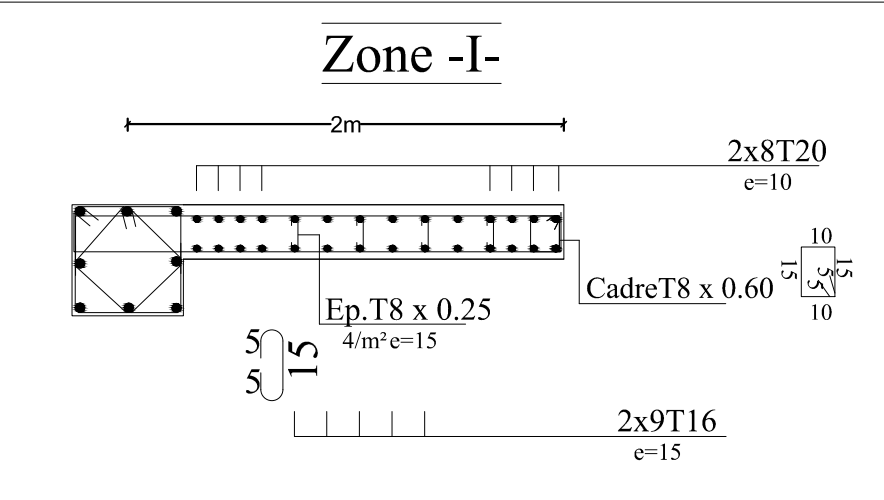


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE	
Réalise par: ZEROUROU, Amina ZIDANE, Nedjat Encadrée par: Madame HADDAD, MALEK, O.	
SITUATION: TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VL1

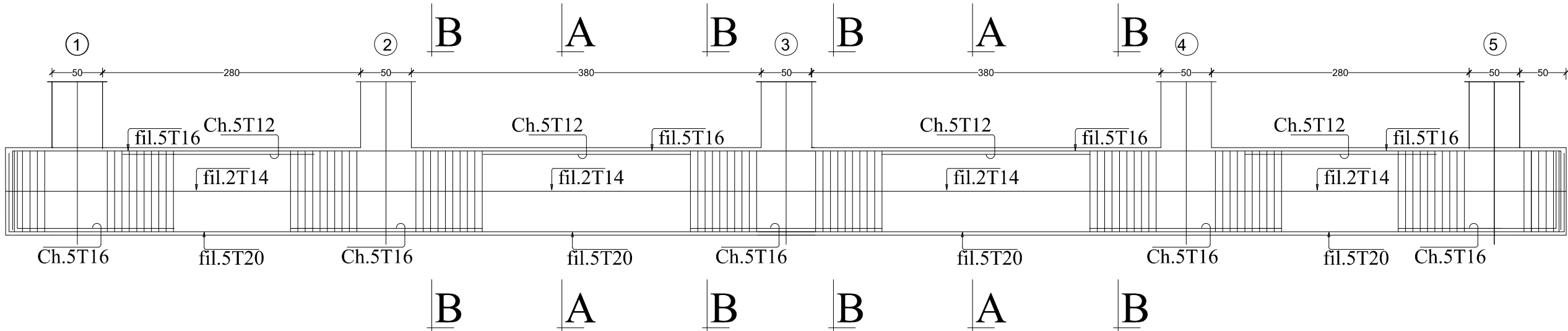


COFFRAGE / FERRAILLAGE DU VOILE : VT1

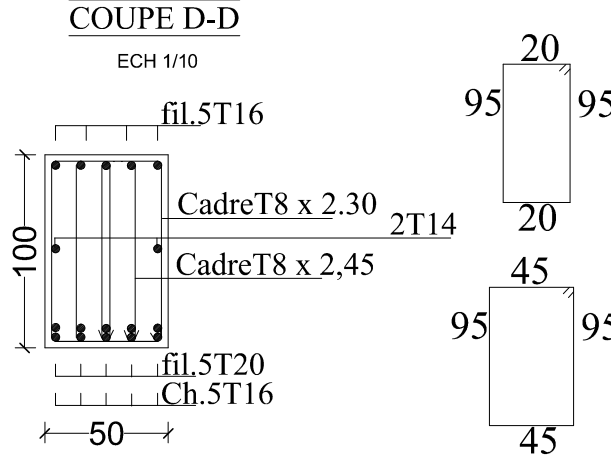
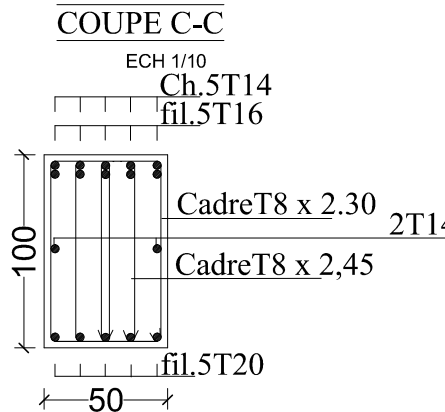
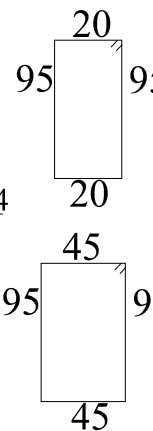
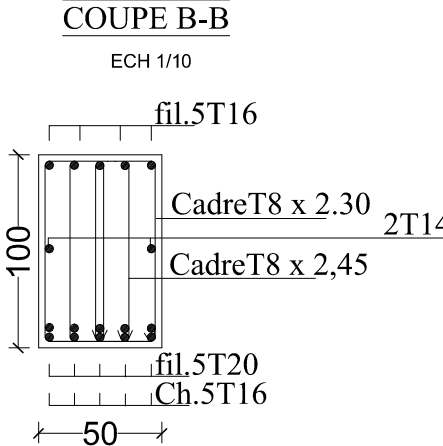
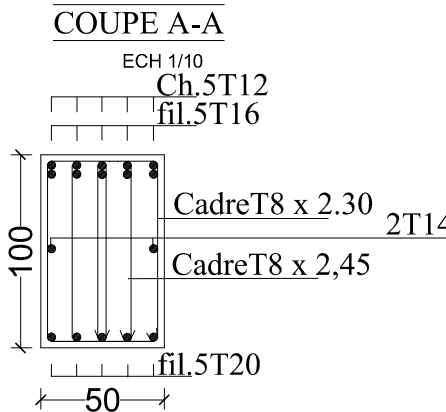
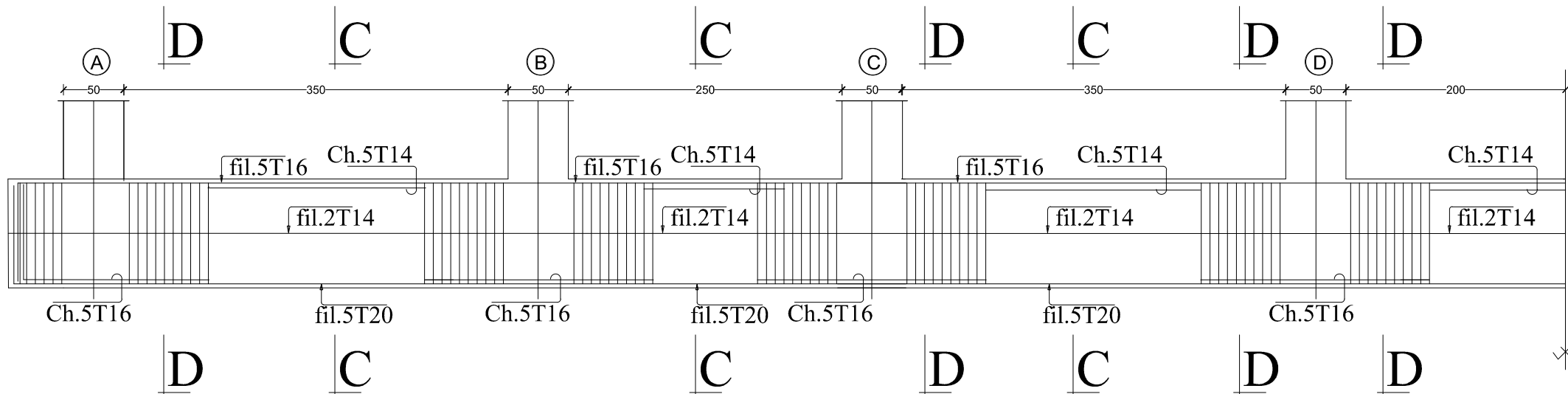


NERVURES: (50×100) .

Nervure fils :*A*.*B*.*C*.*D*.*E*.*F*.*G*.*H*.*

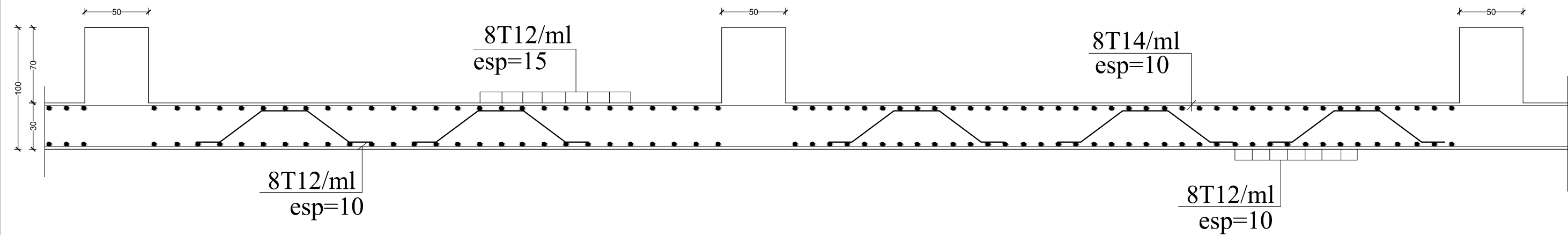


Nervure fils :*1*.*2*.*3*.*4*.*5*

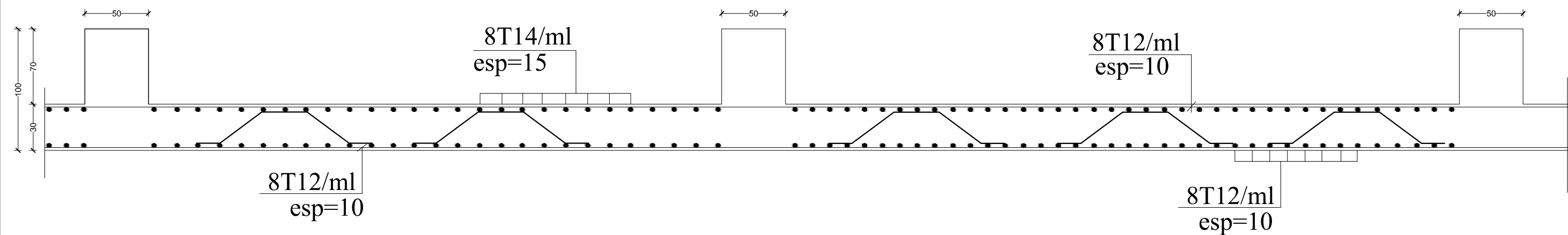


COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier

sens X-X (COUPE A-A)

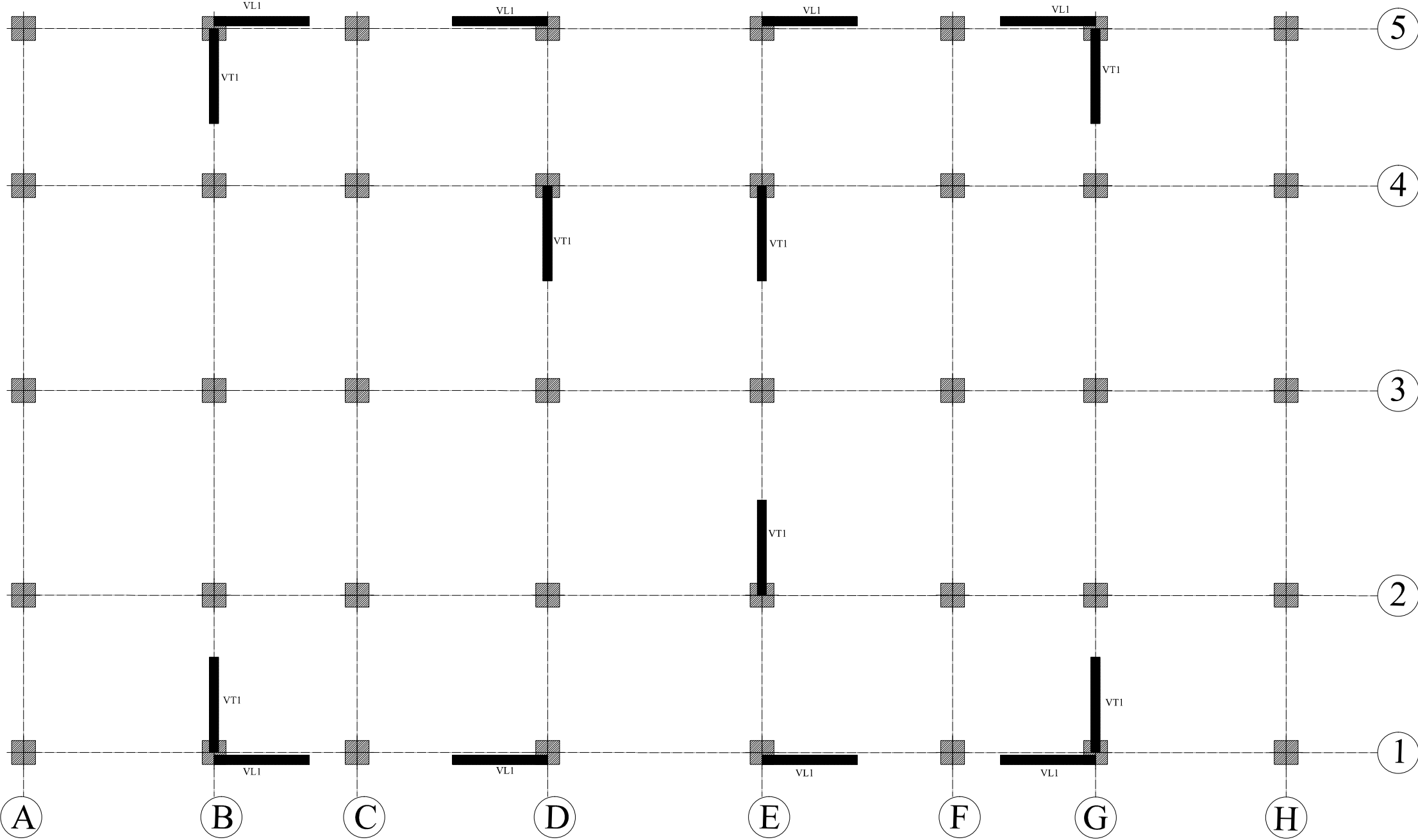


sens Y-Y



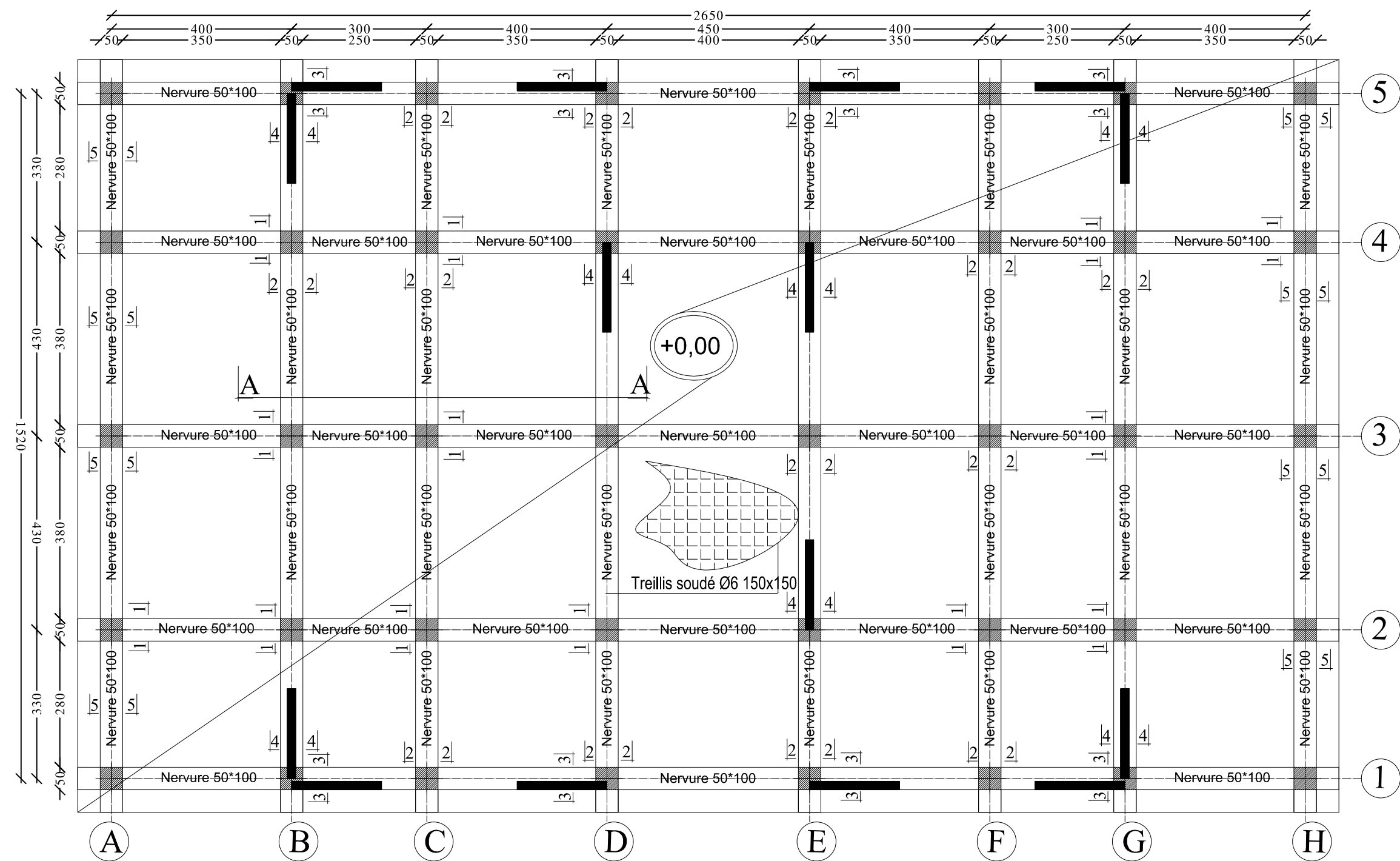
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE LA DALLE DU RADIER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK .O.	
SITUATION: TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

DISPOSITION DES VOILES DU CONTREVENTEMENTS

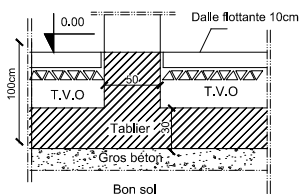


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
DISPOSITION DES VOILES	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK .O.	
SITUATION: TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

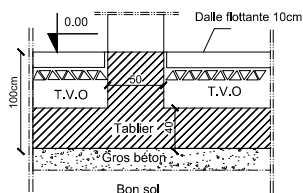
Plan de coffrage plancher niveau : +0,00 m



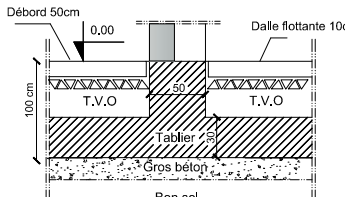
Coupe 1-1



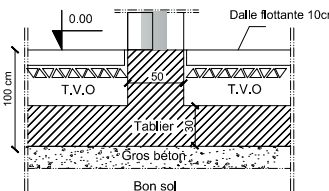
Coupe 2-2



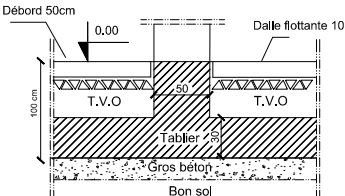
Coupe 3-3



Coupe 4-4

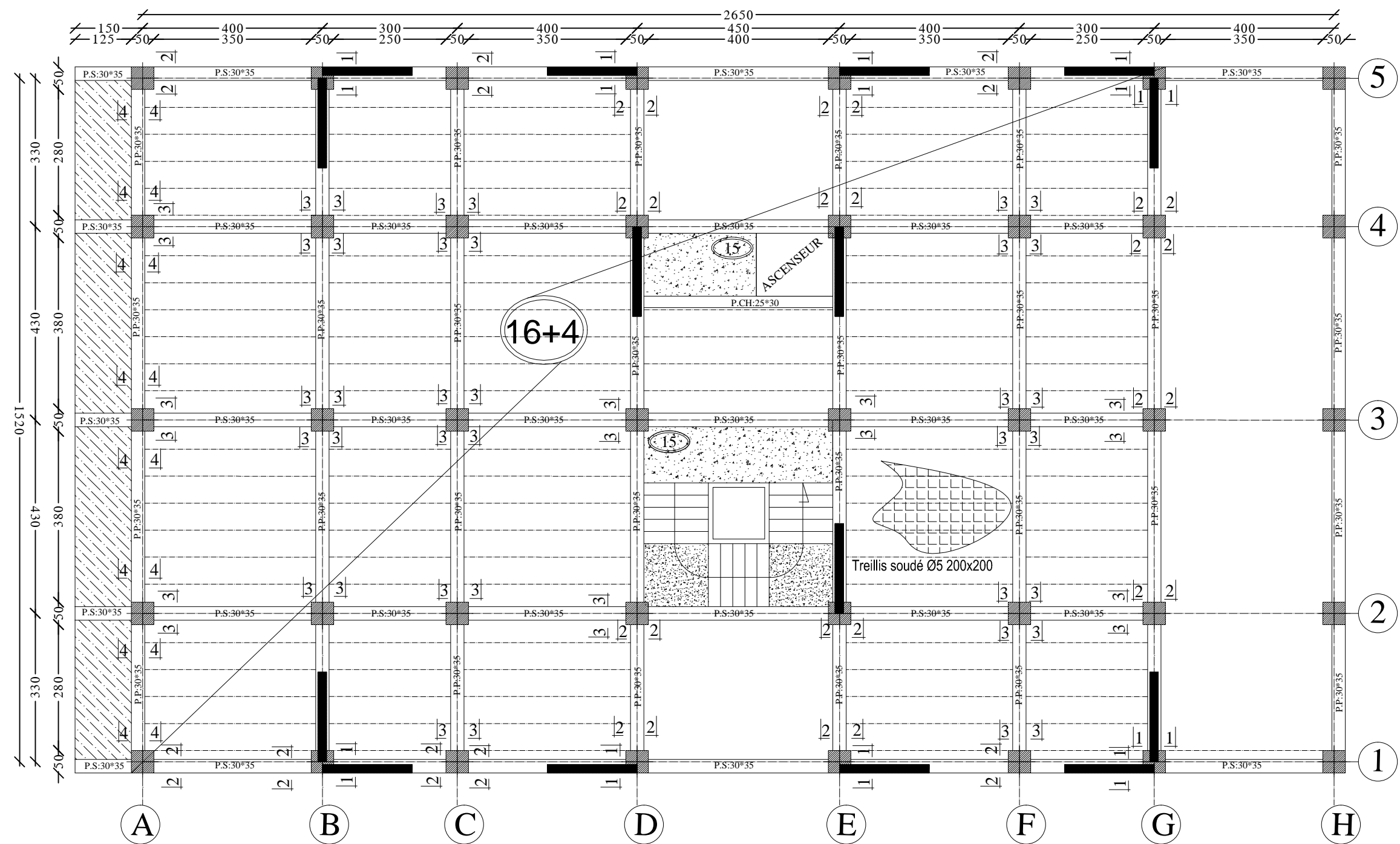


Coupe 5-5

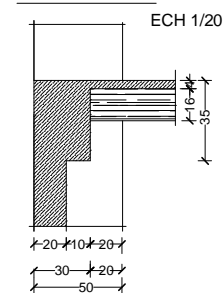


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DE RADIER	
Réalise par : ZEROUROU, Amina ZIDANE, Nedjat Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK, O.	
SITUATION: TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

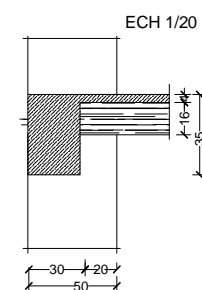
Plan de coffrage plancher niveau : +4,08 m



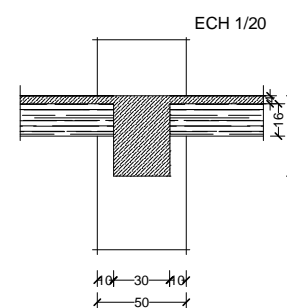
COUPE 1-1



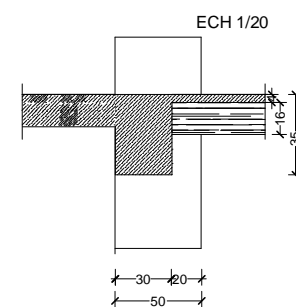
COUPE 2-2



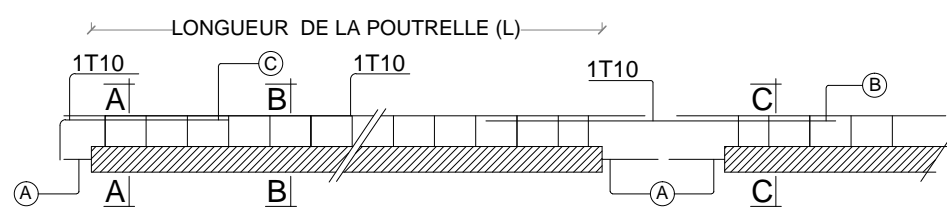
COUPE 3-3



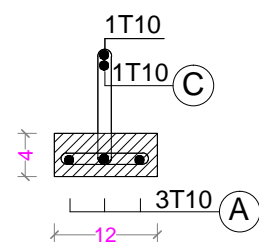
COUPE 4-4



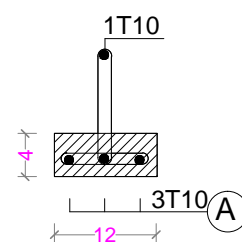
Ferrailage des poutrelles



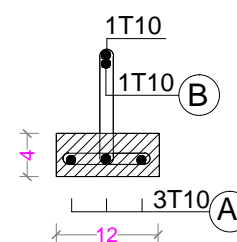
Coupe:A-A



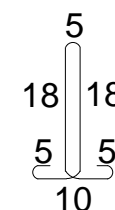
Coupe:B-B



Coupe:C-C

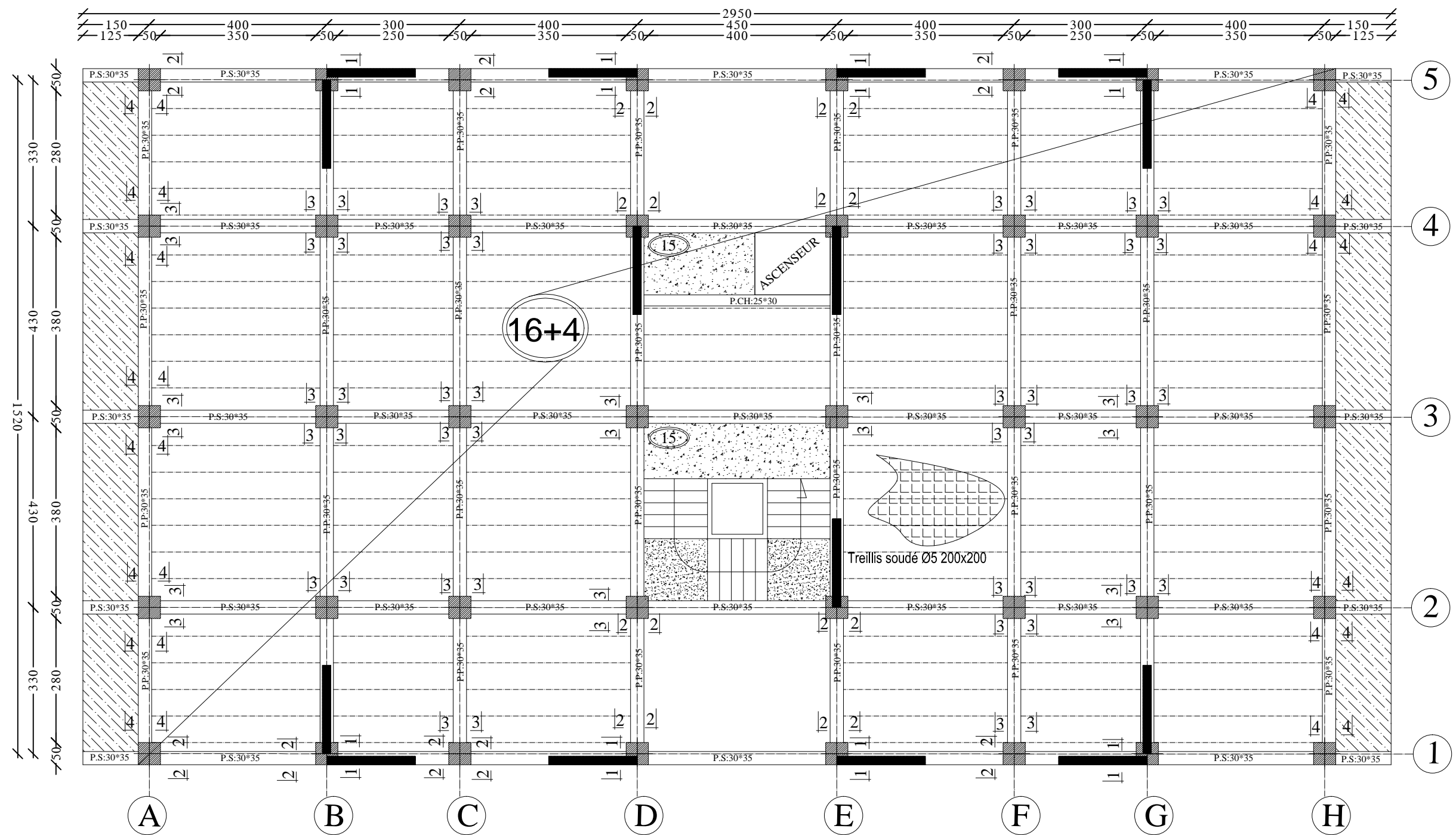


Ø8x0.61
esp15cm

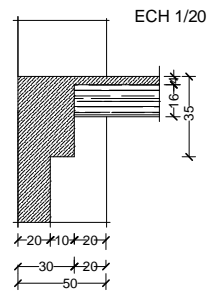


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK . O.	
SITUATION : TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

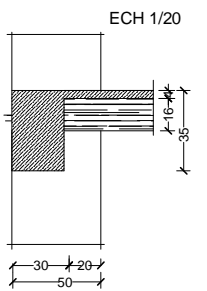
Plan de coffrage plancher niveau : +7,14 m



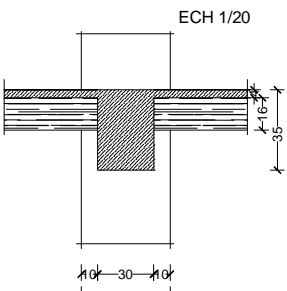
COUPE 1-1



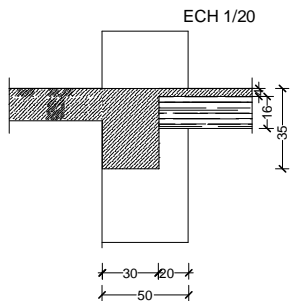
COUPE 2-2



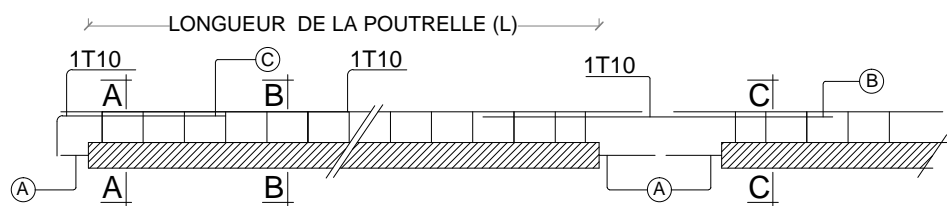
COUPE 3-3



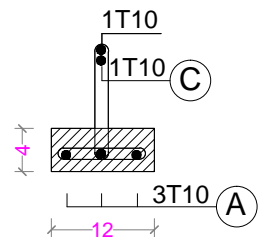
COUPE 4-4



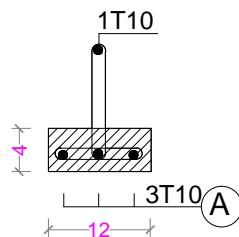
Ferrailage des poutrelles



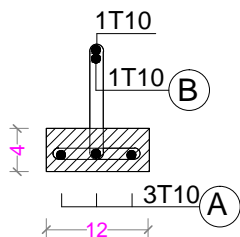
Coupe:A-A



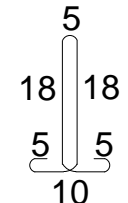
Coupe:B-B



Coupe:C-C

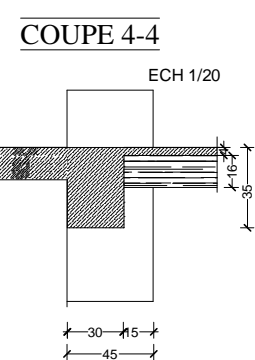
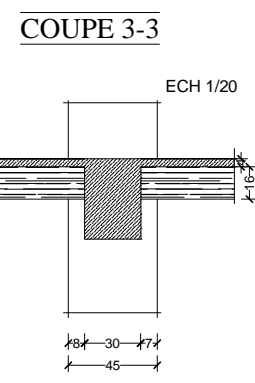
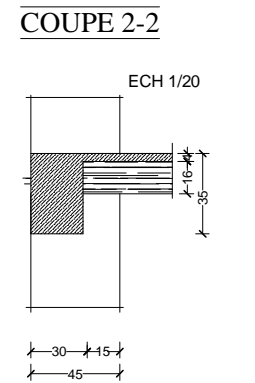
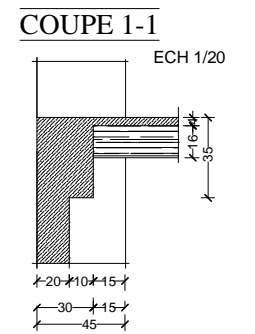
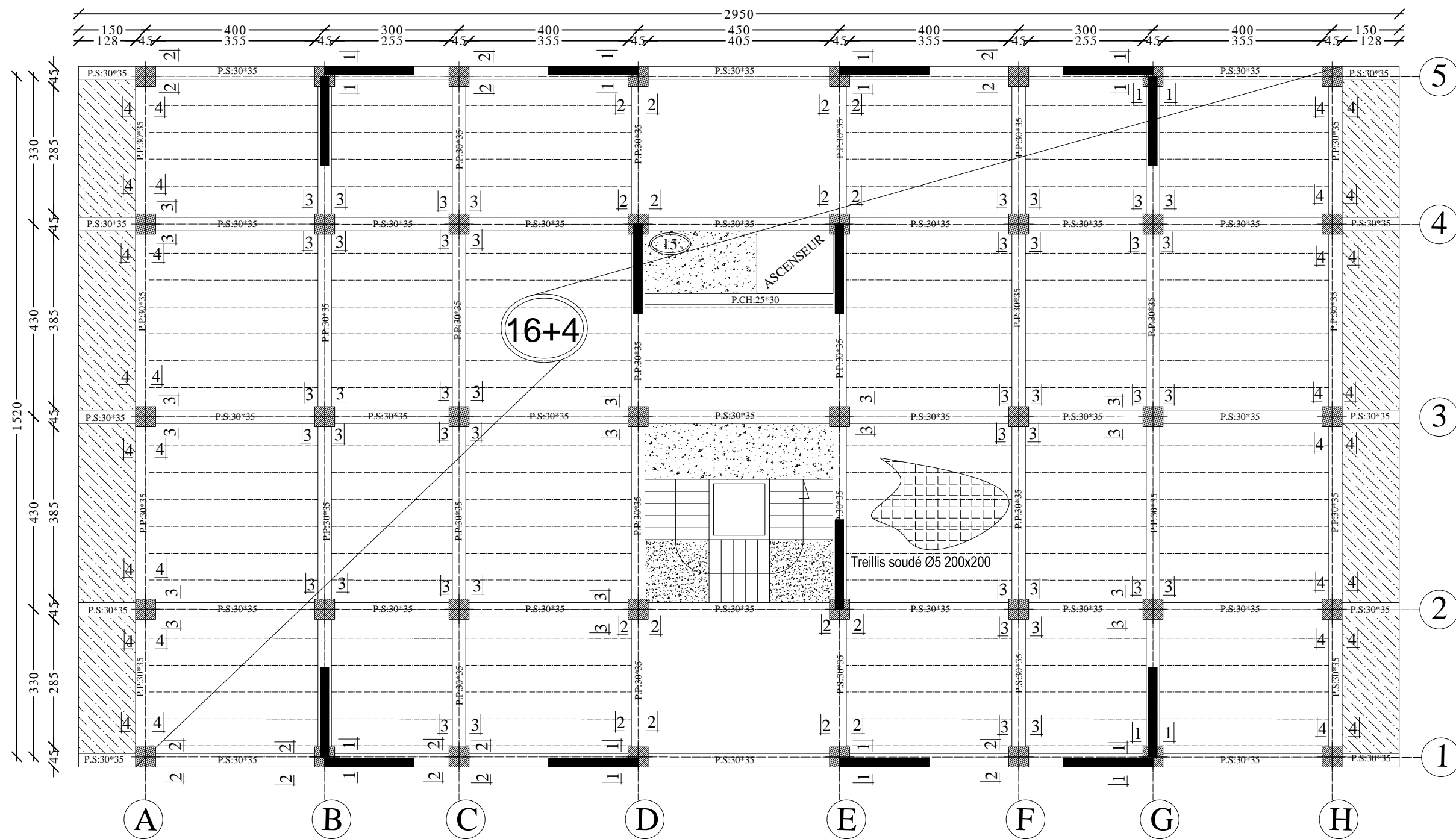


Ø8x0.61
esp15cm

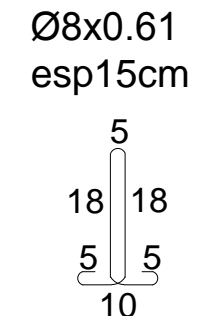
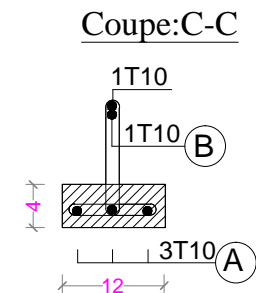
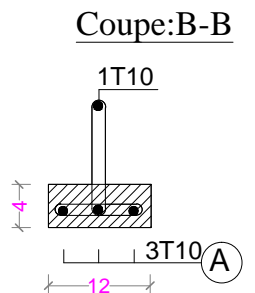
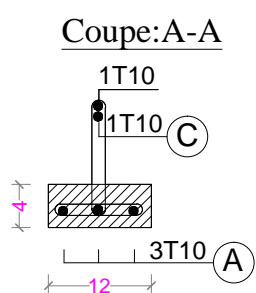
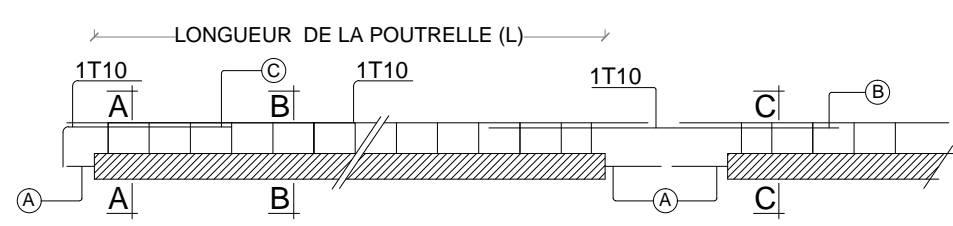


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD. MALEK .O.	
SITUATION : TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

Plan de coffrage plancher niveau : +10,2;13,26 m

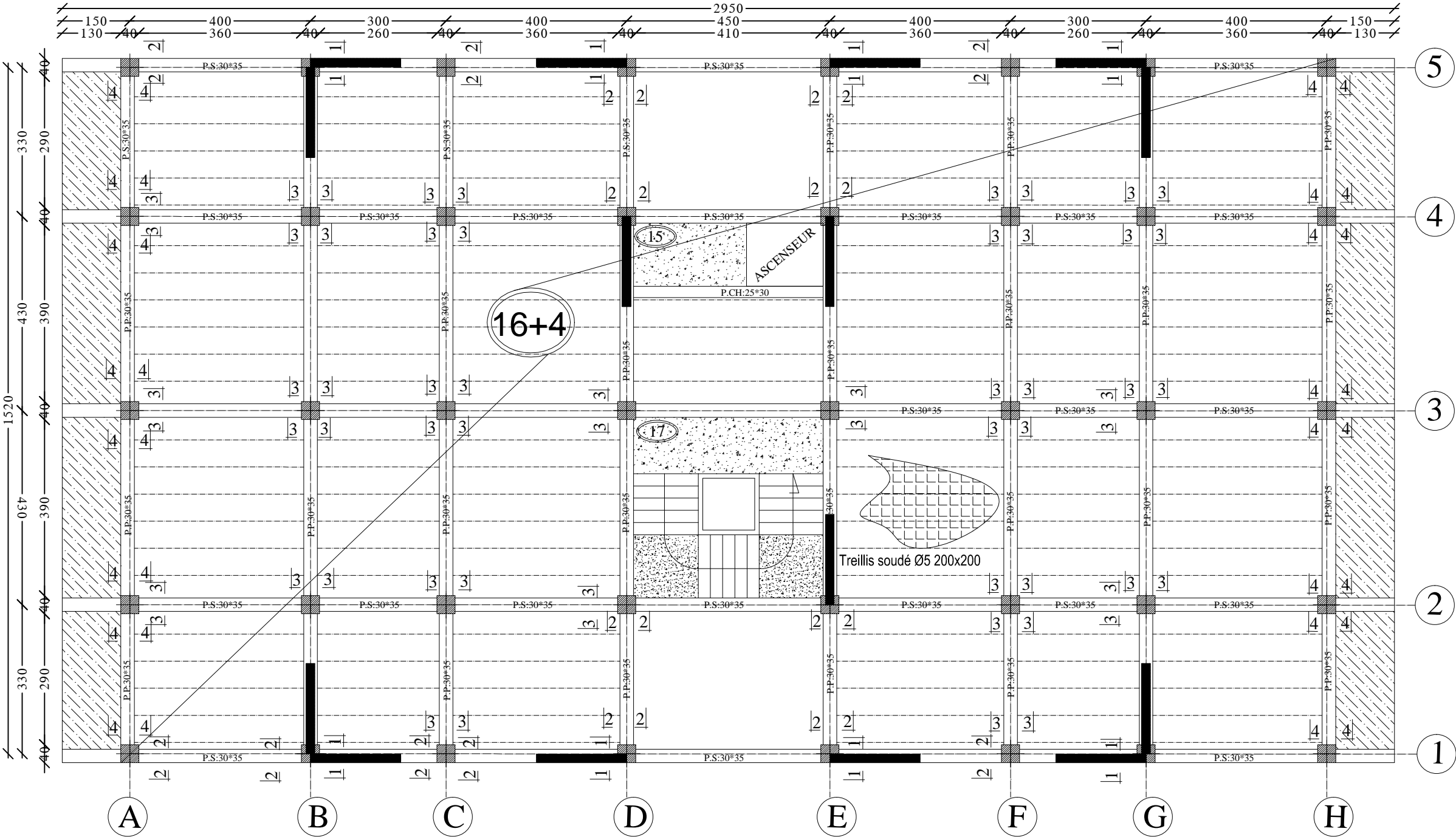


Ferrailage des poutrelles

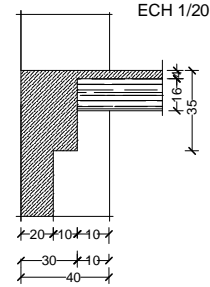


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD. MALEK .O.	
SITUATION : TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

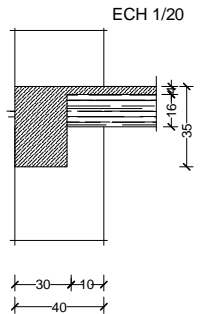
Plan de coffrage plancher niveau : +16,32;19,38 m



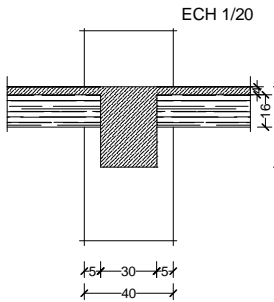
COUPE 1-1



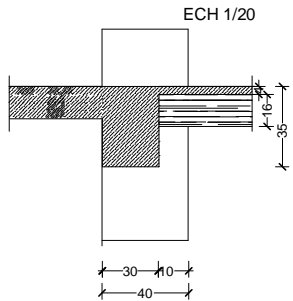
COUPE 2-2



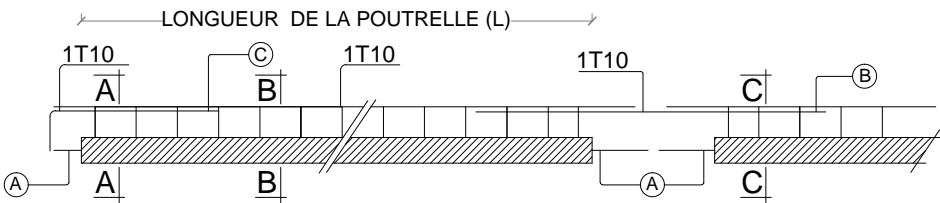
COUPE 3-3



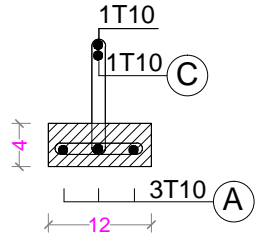
COUPE 4-4



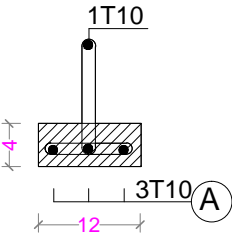
Ferrailage des poutrelles



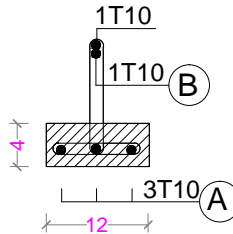
Coupe:A-A



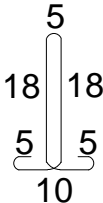
Coupe:B-B



Coupe:C-C

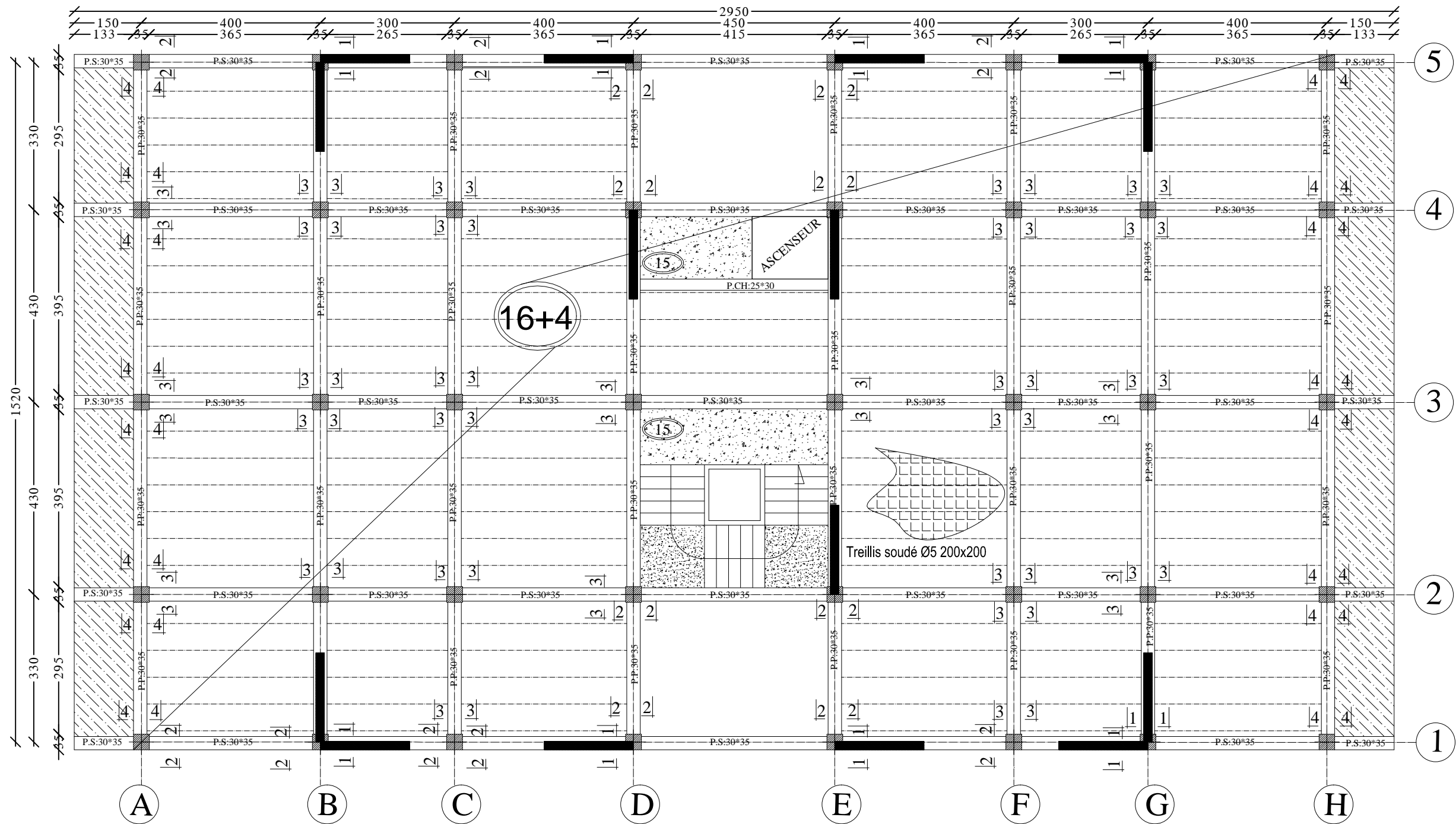


Ø8x0.61
esp15cm

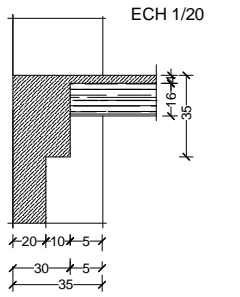


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD. MALEK .O.	
SITUATION : TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020

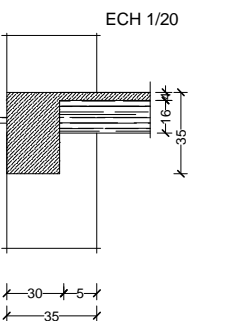
Plan de coffrage plancher niveau : +22,44;25,5;28,56;31,62 m



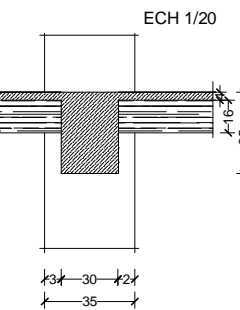
COUPE 1-1



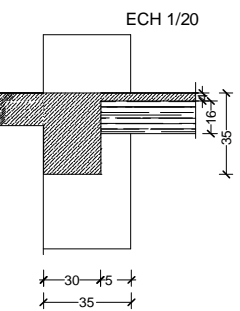
COUPE 2-2



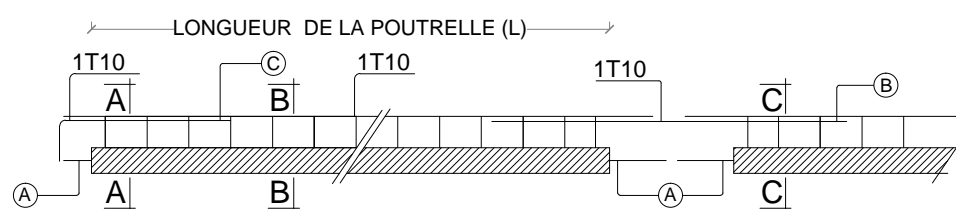
COUPE 3-3



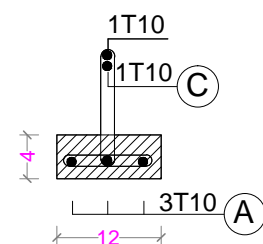
COUPE 4-4



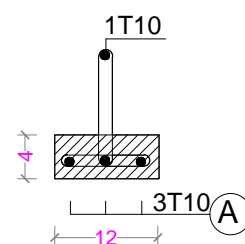
Ferrailage des poutrelles



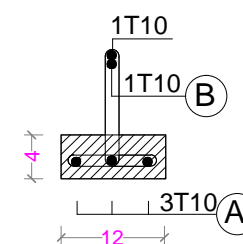
Coupe:A-A



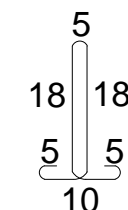
Coupe:B-B



Coupe:C-C

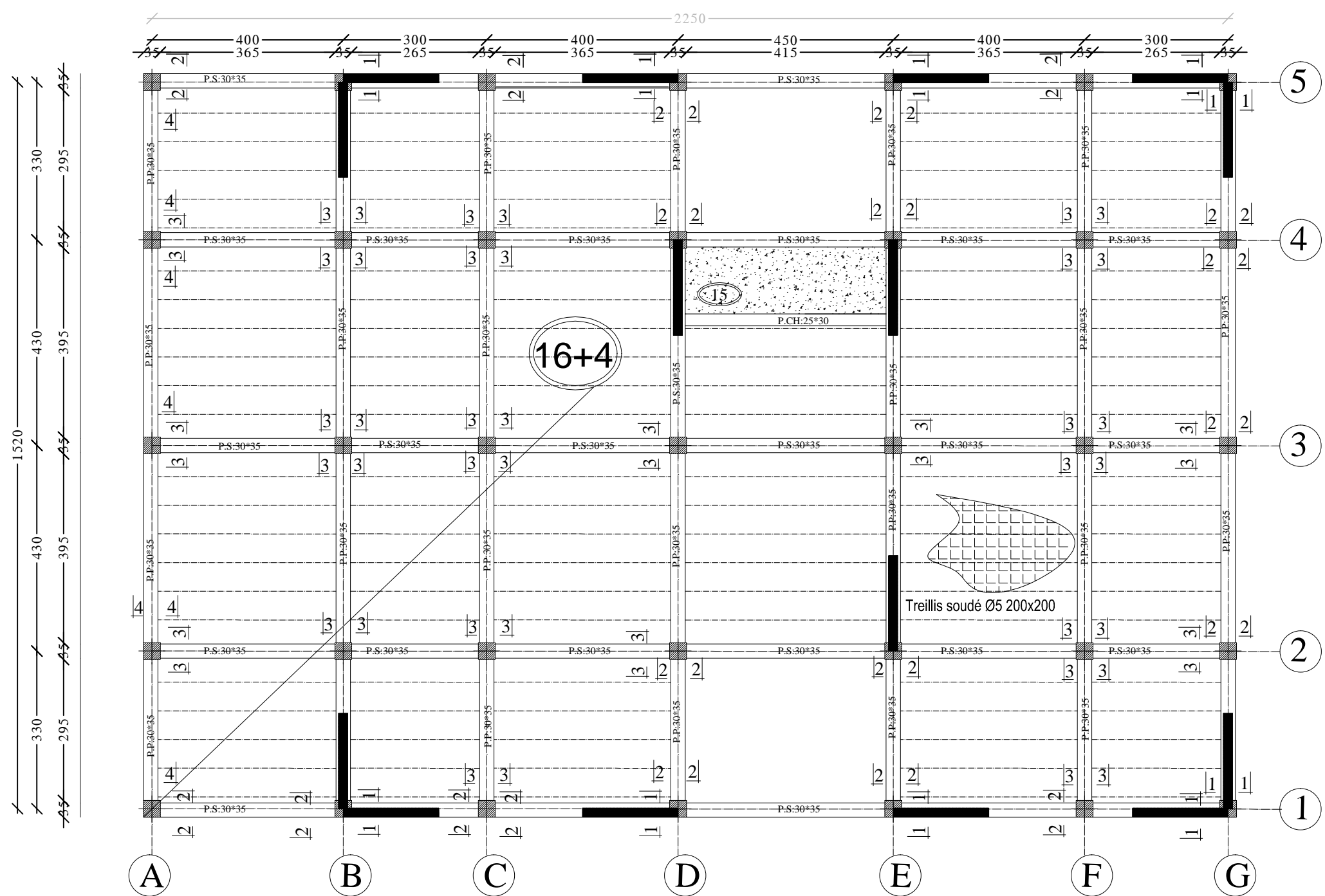


Ø8x0.61
esp15cm



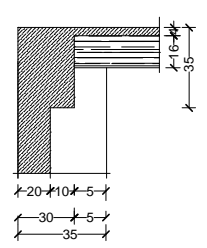
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE	
(R+9+Attique) à	
USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU, Amina	
ZIDANE, Nedjat	
Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK, O.	
SITUATION :	promotion :2019/ 2020
TIZI-OUZOU	

Plan de coffrage plancher niveau : +34,68 m



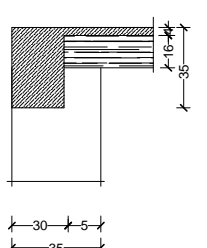
COUPE 1-1

ECH 1/20



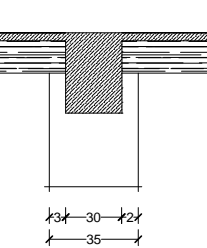
COUPE 2-2

ECH 1/20



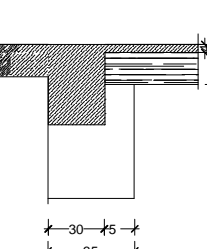
COUPE 3-3

ECH 1/20

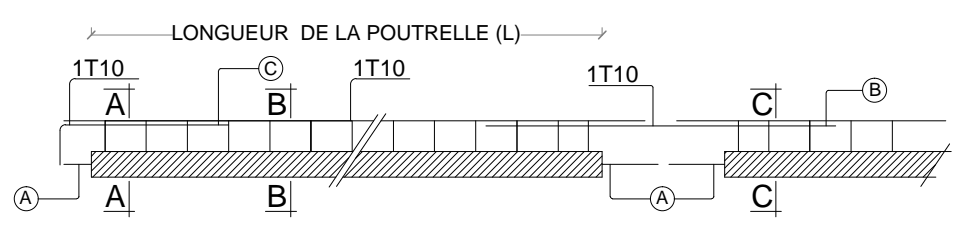


COUPE 4-4

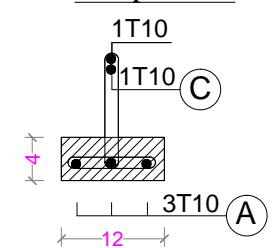
ECH 1/20



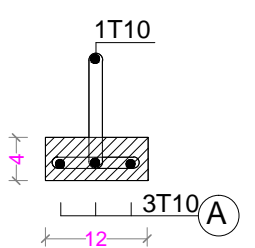
Ferrailage des poutrelles



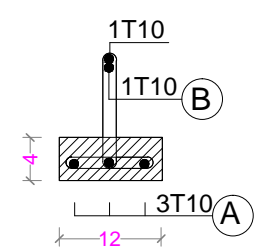
Coupe:A-A



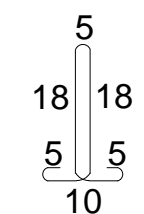
Coupe:B-B



Coupe:C-C



Ø8x0.61
esp15cm



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITÉ MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
Mémoire de fin d'étude	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE (R+9+Attique) à USAGE D'HABITATION MULTIPLE	
COFFRAGE / FERRAILLAGE DES PLANCHER	
Réalise par : ZEROUROU . Amina ZIDANE . Nedjat . Encadrée par : Madame HADDAD, MALEK .O.	
SITUATION : TIZI-OUZOU	promotion :2019/ 2020