

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention Du Diplôme D'ingénieur Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

***Etude d'un bâtiment R+5 à Usage
d'habitation contreventé par voiles porteurs***

Réalisé par
Mr HAFIS Sofiane
Mr BOUCHAFA Yacine

Proposé par Mr IDDIR Abdelkader



Promotion 2020-2021

Remerciements

Nous profitons par le biais de ce mémoire à exprimer nos vifs remerciements à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de cet humble travail.

Avant tout, on remercie Dieu le tout puissant, Le miséricordieux, de nous avoir donné la force, la patience et le pouvoir de raisonner pour élaborer ce travail.

Je désire exprimer nos chaleureux remerciements à Ms Iddir.Abdelkader d'avoir accepté de diriger ce travail, nous lui sommes très reconnaissants pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nous adressons nos profonds et sincères remerciements aux examinateurs et professeurs à l'université Mouloud MAMERI de Tizi-Ouzou de nous avoir fait l'honneur d'être des Jury, et leurs encouragements, ses précieux conseils, leurs disponibilités et leurs patiences tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à remercier également tous les travailleurs du département de génie de la construction pour leur accueil et d'avoir consacré une partie de leur vie pour nous satisfaire.

Nos chaleureux remerciements à nos professeurs et enseignants, d'avoir été présents et de nous avoir énormément appris par la qualité de leur savoir qu'ils nous ont prodigués.

Dédicaces

C'est avec plaisir que je dédie ce modeste travail :

Aux êtres les plus chers de ma vie, mes parents qui m'ont tant soutenu et encouragé durant ces années d'études.

À mes chères sœurs, à qui je souhaite toute la réussite et tout le bonheur.

À mes chers amis membres du comité de génie civil, et tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

À tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite le plus de succès.

À mes camarades de la promotion 2021 construction civile et industrielle.

Sofiane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail A :

Mes chers parents en premier lieu qu'ont été mon ombre durant toutes les années d'études, et qui ont veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger. Que dieu les garde et les protège pour moi.

Mes chers frères leurs encouragement.

À mes chers amis membres du comité de génie civil, et tous ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail.

À tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite le plus de succès.

Yacine

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

I.1. Présentation d'ouvrage	1
I.2. Règlementation utilisée	1
I.3. Eléments composant la superstructure	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.2. L'acier.....	7
Conclusion	8

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

Introduction.....	9
II-1. Pré dimensionnement des poutres.....	9
II- 2 Pré dimensionnement des planchers	11
II-3. Pré dimensionnement des voiles	13
II.4- Les Poteaux.....	14
II-5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)	15
II-5-1. Charges permanentes G	15
II-5-2 Descente de charge	18
II-5-2-1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité	18
II-5-2-2 Calcul des poids propres des éléments	19
II-5-2-3 La loi de dégression des charges	19
II-6) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA	21
II-7) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement.....	21
Conclusion	22

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1) ACROTERE.....	23
III-1-1) Schémas statique.....	23
III-1-2) Calcul des efforts	24
III-1-3) Combinaisons de charges	24
III-1-4) Ferrailage	24
III-1-5) Calcul à L'ELU.....	25

III-1-5) Vérification à l'ELU	26
III-1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale).....	26
III-1-5-2) Vérification au cisaillement (art.A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99).....	27
III-1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres	27
III-1-5-4) Vérification à l'ELS	28
III-1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme	28
III-1-5-6) ferraillage adopté	29
III.2. Les escaliers	29
III.3.1. Pré dimensionnement.....	30
III.2.1.1. Epaisseur de la paillasse.....	31
III.2.1.2. Détermination des sollicitations de calcul	31
III.2.1.3. Calcul des efforts internes.....	32
III.2.1.4. Calcul à l'ELU	32
III-4-3-5 Calcul des armatures	35
III-4-3-6 Vérifications à l'ELU.....	35
III-4-3-7 Calcul à l'ELS.....	37
III-4-3-8 Vérification à l'ELS.....	39
III-5 Calcul de la poutre palière	41
III-3-1 pré dimensionnement	41
III-3-2 Détermination des charges	41
III-3-3 Combinaison de charges.....	41
III-3-4 Calcul les efforts internes à l'ELU.....	41
III-3-5 Vérification à l'ELU	43
III-3-6 Vérification à l'ELS	44
III-3-6-1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	45
III-3-6-2 Etat limite d'ouverture des fissures.....	45
III-3-6-3 condition de non fragilité	45
III-3-7 Vérification de la flèche	45
III.4. LES PLANCHERS	46
III.4.1 La dalle de compression.....	46
III.4.1.1 Armatures perpendiculaires aux nervures.....	46
III.4.1.2 Armatures parallèle aux nervures	46
III.4.2 Etude de la poutrelle	47
III.4.3 Calcul de la poutrelle	48

III.4.4 Choix de la méthode de calcul	48
III.4.6 Ferrailage à l'ELU	51
III.4.8 Vérification à l'ELU	53
III.4.7 Calcul à l'ELS.....	55
III.4.8 Vérification à l'ELS	56
III-5 Calcul des consoles	58
III-5-1) Détermination des charges et surcharges	58
III-5-2-1-) Combinaisons de charges à l'ELU	59
III-5-2-2) Combinaisons de charges à l'ELS	59
III-5-3) Calcul des moments fléchissant.....	59
III-5-3-1) Calcul des moments fléchissant à l'ELU.....	59
III-5-3-2) Calcul des moments fléchissant à l'ELS	60
III-5-4) Ferrailage	60
III-5-4-1) Vérifications à l'ELU	61
III-5-4-2) Vérification à l'ELS.....	62

Chapitre IV : Modélisation de la structure

IV.1 Introduction.....	64
IV.2 Définition d'un logiciel de calcul	64
IV.3 Les étape de la modélisation.....	64
IV.4. Etapes d'introduction des données	65
IV.5. Etape de chargement.....	68

Chapitre V : Vérification des résultats

V-1-Introduction	74
V-2- Choix de la méthode de calcul	74
V-3-Présentation du logiciel ETABS.....	74
V-4- Etapes de la modélisation	74
V-5-verification des exigences du RPA.....	75
V-5-1 Vérification de La période « T »	75
V.5.2. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003)	76
V.5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6).....	80
V.5.4. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.....	83

V.5.5. Vérification des déplacements	83
V.5.6. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	84
V.5.7. Vérification de l'excentricité	85
Conclusion	85

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.1. Les poutres	86
VI.1.1. Introduction.....	86
VI.1.2. Recommandation du RPA 99 version 2003.....	86
VI.1.3. Calcul du ferrailage a ELU	88
VI.1.4. Vérifications à l'ELU	89
VI.1.5. Vérification à l'ELS.....	91
VI.2. Les poteaux.....	92
VI.2.1. Introduction.....	92
VI.2.2. Recommandation du RPA 99 version 2003.....	92
VI.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux	94
VI.2.4. Vérification des exigences de l'RPA 99 version 2003).....	94
VI.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	96
VII.3 FERRAILLAGE DES VOILES	98
Introduction.....	98
1.Déterminations des armatures.....	98
A. Armatures verticales	98
B. Armatures horizontales	99
C. Armature pour les potelets	99
D. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales	
Les vérifications.....	100

Chapitre VII : Fondation

VII-1) Introduction.....	102
VII-2) Etude géotechnique du sol	102
VII-3) Choix du type de fondation.....	102
VII-3-1) Semelles isolées sous poteaux.....	102
VII-3-2) Semelles filantes.....	103
1) Semelles filantes sous voiles.....	103
2) 2) Semelles filantes sous poteaux	103
3) C- Etude de la poutre de rigidité	106

VII-3-3) Ferrailage de la semelle.....	107
VII-3-4) Ferrailage de la semelle.....	108

Conclusion

Références bibliographiques

Liste des figures

Chapitre I : Présentation d'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure I.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure. II-1 Section d'une poutre

Figure.II-2 : Dimension des Poutre principale, secondaire, Poutre Palière et Poutre de chaînage

Figure II-3 : Coupe d'un plancher en corps creux (ancien mémoire)

Figure II.5: Différentes coupes des voiles

Figure. II.6 : Coupe de voile en élévation

Figure II.7: Coupe vertical du plancher étage courant (ancien mémoire)

Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Figure II.9: surface d'influence du poteau « B2 »

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III-25 : Diagramme des efforts internes

Figure. III-1-3 : Section soumise à une flexion composée.

Plan de ferrailage de l'acrotère

Figure-III-B.1 : Treillis soudé

Figure III.B.2: Schéma de la section en T

FigureIII-B.16:Les moments aux niveaux des appuis

Figure III.2.1. Terminologie d'un escalier.

Figure III-4-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III-4-5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS

Figure III-4-5 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Figure III-D.1: Schéma statique du console

Figure-III-D.2 Schéma statique du console

Figure-III-D.3 Diagramme de moment à l'ELU

Figure-III-D.4 Diagramme de moment à l'ELS

Figure III-5-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

FigureIV.1 : Interface d'initialisation du modèle.

FigureIV.2 : Interface d'introduction des données générales.

FigureIV.3 : Interface de modification des entre-axes.

FigureIV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

FigureIV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

FigureIV.7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

FigureIV.8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

FigureIV.9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles

FigureIV.10 :Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

FigureIV.12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

Figure IV.13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

Figure IV.14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

Figure IV.15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

Figure. IV.16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Figure. IV.17 : Vue en 3D de la structure.

Figure V.5.1 : Justification de la période

Figure V.5.2: Justification des masses participantes.

Figure V.5.4 : le pourcentage des translations selon x et y

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Figure V.3 : Charges verticales reprises par la structure

Figure V.4 : Charges verticales reprises par les voiles

Figure V.5.6 :récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel

Figure V.3 : Délimitation de la zone nodale

Figure.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Tableau II.2: Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Tableau II-3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Tableau II-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Tableau II-5 Charges d'exploitations :

Tableau II-6: Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

Tableau II-7: Les charges permanentes revenant au balcon

Tableau II-8: Les charges concentrées revenant à la console

Tableau II-9 : Dimensionnement des poteaux

Tableau II.10 : vérification du flambement pour tous les poteaux.

Tableau III.2.1 : Détermination du poids propre de la volée.

Tableau III.2.2 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau V.5.1 : Justification de la période

Tableau V.5.2: Justification des masses participantes.

Tableau V.5.4 : le pourcentage des translations selon x et y

Tableau V.5.6 : récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel

Tableau V5.7 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)

Tableau V.5.11 : Vérification de l'excentricité théorique.

Tableau V.1 : Les exigences de l'RPA 99 version 2003 par rapport à l'armature longitudinale

Tableau V.2 : Calcul Armature Longitudinale à l'ELU

Tableau V.3 : Calcule Armature transversale à l'ELU.

Tableau V.4 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableau V.5 : Vérification au cisaillement

Tableau V.6 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau V.7 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Tableau V.8:Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau V.9:vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Tableau V.10 :Vérification de la flèche Pour les poutres

Tableau V.11 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Tableau V.12 : Ferrailage des poteaux

Tableau V.14 : Détermination des armatures transversales

Tableau V.15 : Détermination des zones nodales

Tableau V.16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Tableau V.17 : Vérification des ferrailages à l'ELS

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles de 2,00 m

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles de 1,20 m

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinales de 1,00 m

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Tableau VII 5 : Ferrailage de la poutre de rigidité

INTRODUCTION GENERALE

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception du calcul de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction. Ils garantissent la sécurité la des gens aux besoins de la société, tout en assurant la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Sont pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur en article, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil, aussi ils permettent le calcul de diverses structures en un temps réduit. D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (RDC+5) à usage d'habitation à ossature mixte contreventée par voiles porteurs.

Nos calculs sont faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Présentation d'ouvrage

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation. Ce bâtiment est situé à boukhalfa, (Tizi Ouzou), classé comme zone de sismicité moyenne (Zone II.a). (**Annexe I du RPA 99/ modifié 2003**).

La bâtisse est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / 2003**).

I.2 Les composantes de la structure

La structure est composée de :

D'un RDC et Cinq étages à usage d'habitation

I.3 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées du plan d'architecture du projet ces caractéristiques sont données comme suit :

Longueur totale : $L = 22,05\text{m}$

Largeur totale : $l = 22,80\text{ m}$

Hauteur du rez-de-chaussée : $H_{rdc} = 3,06\text{ m}$

Hauteur d'étage courant : $H_c = 3,06\text{ m}$

Hauteur totale : $H_t = 21,42\text{ m}$

I.2. Règlementation utilisée

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- Règles parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode de états limites (BAEL 91 révisées 99).
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique Règlementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93)

I.3. Eléments composant la superstructure**a. L'ossature**

Constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles de contreventement.

b. Les Planchers

Aire généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. On en distingue deux types :

Planchers en corps

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression

Planchers en dalle pleine

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

c. les voiles de contreventement

Eléments verticaux en béton armé, destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux (vent, séisme...) et une partie des charges verticales.

d. La maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

e. L'escalier

Elément constitué d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder d'un étage a un autre.

f. cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

g. Les balcons

Réalisés en dalle pleine.

h. Les revêtements

Revêtement horizontal : En plâtre pour les plafonds et carrelage pour les sols.

Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

i. L'acrotère

Elément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

j. Le système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage en bois pour les portiques (poutres- poteaux) et les voiles.

k. Les voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

I.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

1. Résistance caractéristique du béton :**a. Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm²) (**A.2.1, 11/BAEL modifié 99**)

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite (f_{c28}).

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 :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40$ MPa
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ enMPa ; pour $f_{c28} \geq 40$ MPa

Pour $j > 28$ jours f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression à (**j**) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa

b. Résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL 91 modifié 99})$$

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2 .

2. Module de déformation longitudinal du béton :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

a. Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa} \quad (\text{Art.2.1,21/ BAEL91 modifié99})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

b. Module de déformation longitudinale différé du béton :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A.2.1, 22 /BAEL 91 modifié99})$$

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

c. Module de déformation transversale du béton (G):

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

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

Les valeurs de ce coefficient sont données par l'article (A.2.1,3 du BAEL 99) :

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

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

a. Notions d'états limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- . Etat Limite Ultime (ELU)
- . Etat Limite de Service (ELS)

d.1. Etat limite ultime (ELU)

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage, il doit être justifié vis-à-vis de :

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

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article (A.4.3,41 du BAEL 99) :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

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

$\theta = 1$ (Pour $t > 24$ h).

$\theta = 0.9$ (Pour $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$).

$\theta = 0.85$ (Pour $t < 1 \text{ h}$).

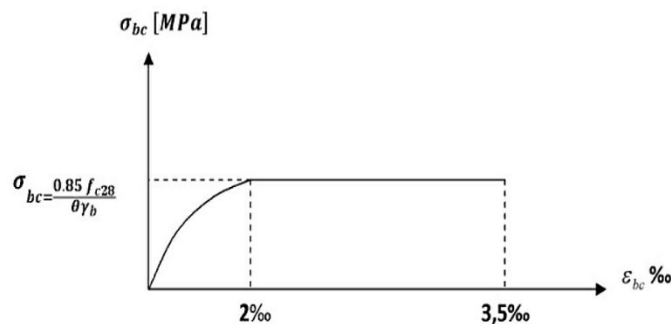


Figure 1.1 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- . D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (Etat élastique).
- . D'une partie rectangulaire où $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (Etat plastique).

d.2. Etat limite de service

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

L'article(A.4.5,2 du BAEL 99) stipule que la contrainte de compression du béton ($\bar{\sigma}_{bc}$) est limitée à $0.6f_{cj}$.

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

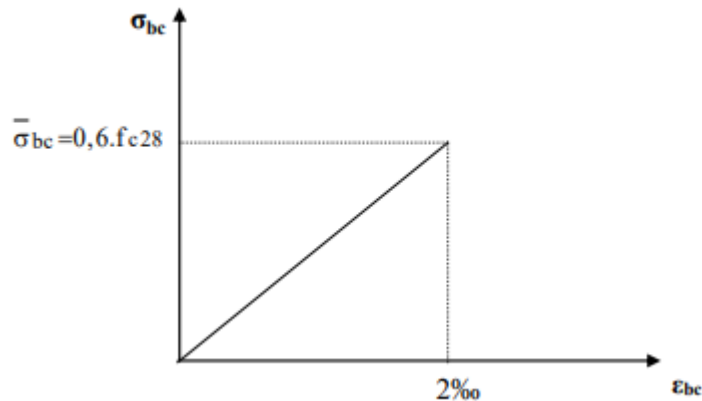


Figure 1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

E_b = module d'élasticité).

ϵ_{bc} = déformation relative du béton en compression.

b. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante (Article 5.1,1 du BAEL 99) :

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

V_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

. Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible)

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

. Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

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

I.5.2.L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leur nuances et leurs états de surface. En général, deux types sont utilisés :

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

Dans notre cas, les deux types d'aciers utilisés sont les suivants :

- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- . Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

a. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égale à : $E_s = 200000$ MPa.
Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

b. Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, 2/BAEL 99)

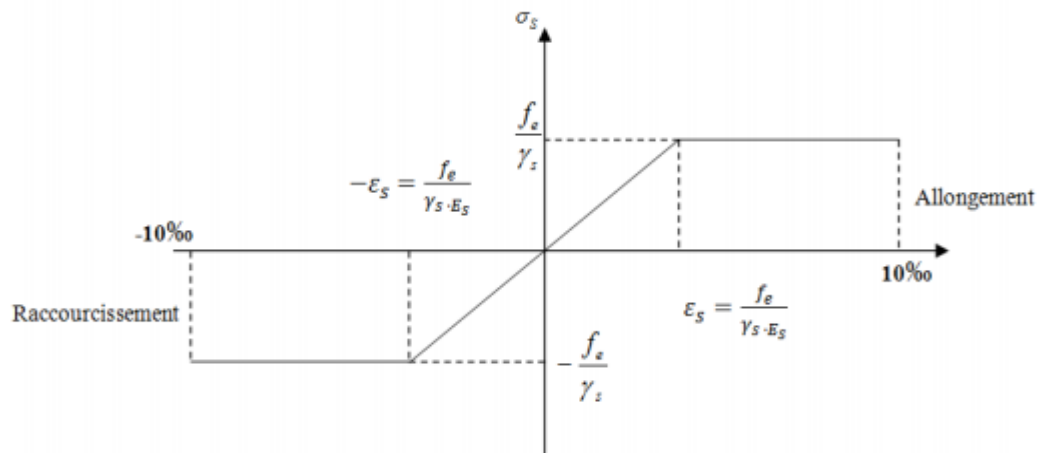


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

c. La limite d'élasticité de l'acier :

À L'ELU : [ArtA.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_s = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40.

Nuance	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$	$\sigma_{st} = 348$	$\sigma_{st} = 400$
$f_e = 520$	$\sigma_{st} = 452.17$	$\sigma_{st} = 520$

À L'ELS : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié 99]

- **Fissuration peu nuisible** : (Art A-4.5, 32 BAEL99)

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_s \leq f_e$

- **Fissuration préjudiciable:**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

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

Avec : η c'est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\emptyset \geq 6 \text{ mm}$)

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\emptyset < 6 \text{ mm}$)

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

- **Fissuration très préjudiciable** : (Art A.4.5.33/BAEL99)

Cas des éléments exposés à l'intempérie, risque d'infiltration.

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

d. Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99)

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

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

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction en respectant les règles du « **BAEL91-modifié99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99/ 2003**). ».

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003), **DTR B.C.2.2** et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-1.Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux en polystyrènes.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

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

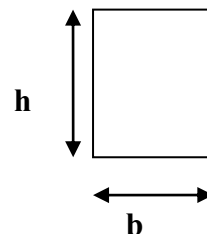
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b : largeur de la poutre.

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



*Fig. II-1)
Section d'une poutre*

a)Poutres principales (sens longitudinal) :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

On prend $b = 20\text{cm}$ (**RPA99version2003/Art7.4.1**)

Pour la hauteur h :

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

$$26,66\text{ cm} \leq h \leq 40\text{ cm}$$

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

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

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

La section des poutres principales est :

$$\mathbf{b \times h = 25 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

b) Poutres secondaires (sens transversal):

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

La hauteur h :

$$L_{\max}=350-30= 320 \text{ cm}$$

$$21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32,00 \text{ cm}$$

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

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

La section des poutres secondaires est : **b x h = 25 x 35 (cm²)**

c) Poutre Palière :

-Hauteur :

$$L_{\max}= 320 - 30= 290 \text{ cm}$$

$$19,33 \text{ cm} \leq h \leq 29,00 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 20 cm**

La section des poutres Palière est : **b x h = 20 x 30 (cm²)**

d) Poutres de chaînage:

La hauteur h :

$$\frac{410 - 30}{15} \leq h \leq \frac{410 - 30}{10} \Rightarrow 25,33 \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm.**

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 20 cm**

La section des poutres de chaînage est : **b x h = 20 x 30 (cm²)**

Vérification des poutres aux conditions du RPA 99:(l'article 7.5.1)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutres de chaînage	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	30	30	✓
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	35	20	20	✓
$h/b \leq 4$	1.4	1.5	1.5	1.5	✓

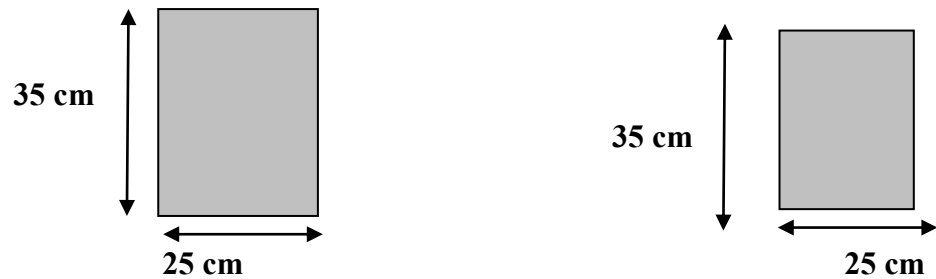


Fig.II-2) : Dimension des Poutre principale, secondaire, Poutre Palière et Poutre de chaînage

II- 2 Pré dimensionnement des planchers:

Plancher en corps creux (polystyrènes):

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens du plus petit porté :

$ht \geq L_{\max} / 22,5$ (Art B 6-8-423/BAEL91 99).

ht : Hauteur du plancher.

L_{\max} : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Avec : $L_{\max} = L - b$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur de la poutre principale.

$l = 430 - 30 = 410 \text{ cm}$

Donc :

$$ht \geq \frac{410}{22,5} = 18,22 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de $ht = 20 \text{ cm}$.

Soit un plancher de (16+4), corps creux en polystyrènes de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sur, valable pour tous les autres planchers.

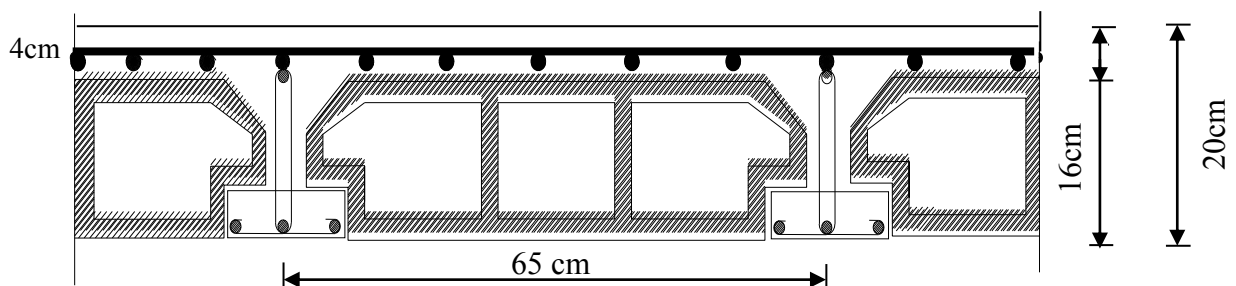
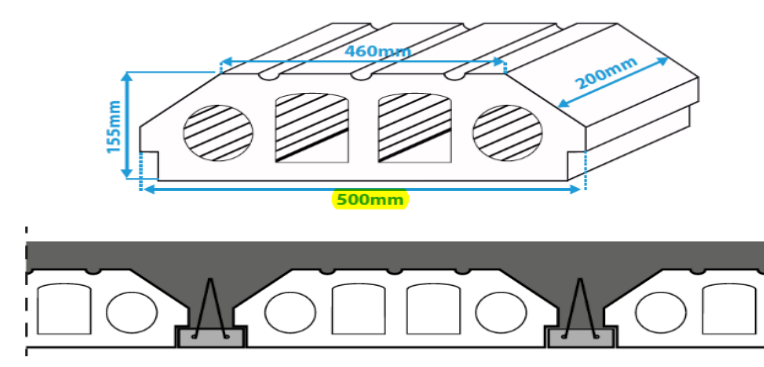


Figure II-3) : Coupe d'un plancher en corps creux (ancien mémoire)



a. Les planchers en dalle pleine

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs

. Dans notre bâtiment la dalle pleine est au niveau de la salle machine, les balcons et autour de la salle machine.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- **Resistance au feu (CBA93)**

e = 7 cm pour une heure de résistance au feu.

e = 11 cm pour deux heures de résistance au feu.

e = 17.5 cm pour quatre heures de résistance au feu.

- **L'isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion :**

$$\diamond e \geq \frac{lx}{20} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\diamond \frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\diamond \frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \dots\dots\dots \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis}$$

1. Dalle sur un seul appui (balcons) :

$$e \geq \frac{120}{20} = 6 \text{ cm}$$

soit e = 15 cm

2. Dalle de la salle machine :

$$\frac{200}{45} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4.44 \leq e \leq 5$$

▪ Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est la suivante :

- Les balcons on opte pour une dalle de 15 cm d'épaisseur.

- La salle machine on opte pour une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur

II-1-3. Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. de RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition $L \geq 4 e_p$

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \max = (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) = h_e/20$$

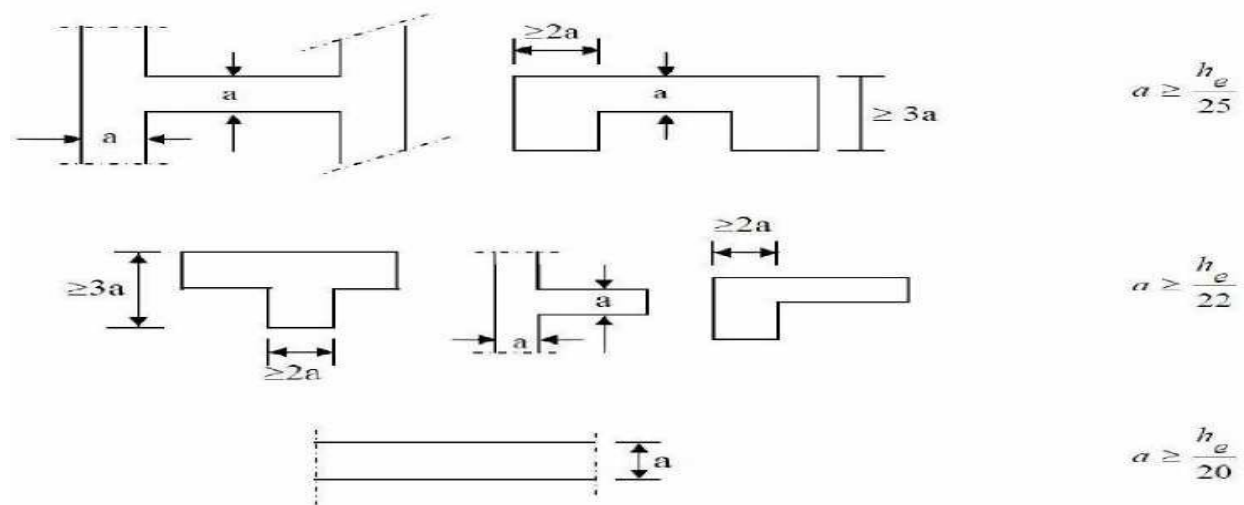


Figure II.5) : Différentes coupes des voiles

Dans notre cas on a :

$$h_e = h - e_{\text{plancher}} = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

avec: hauteur d'étage

e_{dalle} : épaisseur du plancher.

h_e : hauteur libre du voile

Donc :

$$h_e/20 = 271/20 = 13,55 \text{ cm} \rightarrow e \geq 13,55 \text{ cm en prend } e = 20 \text{ cm}$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

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

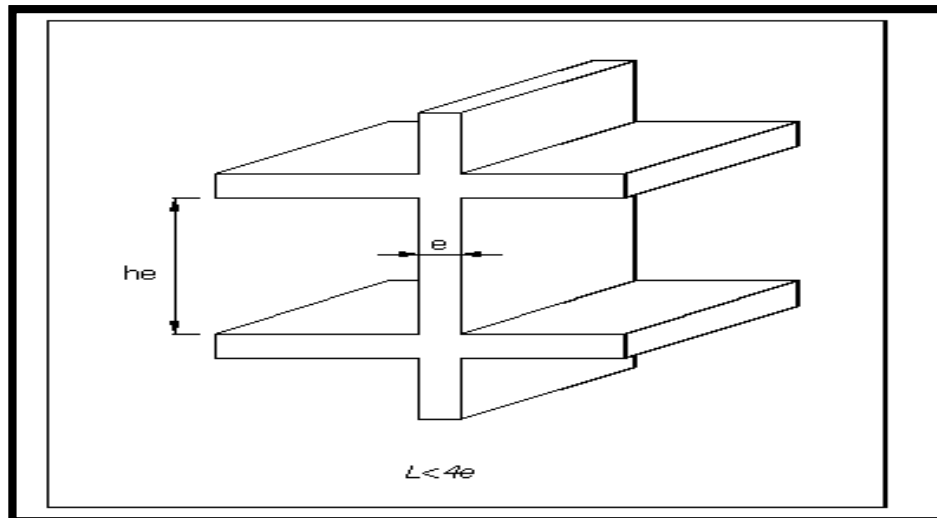


Fig. II.6) : Coupe de voile en élévation

II.4- Les Poteaux : (RPA99version2003/Art7.4.1)

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des charges. L'effort N_s sera déterminé avec une descente des charges et les limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

Le RPA nous impose pour la zone (IIa) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm.
- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque :

Pour nos calculs la section du poteau exigée par le RPA est de (30x30) cm².

La section du poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \text{ (RPA99 version 2003- 7.4.3.1-)}$$

$$N_s = G + Q$$

- G : charge permanente.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - S : Section transversale du poteau.
 - σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS
 - N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.
- $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

II-2.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

II-2-1.Charges permanentes G :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

-Plancher étages courants (corps creux en polystyrènes) :

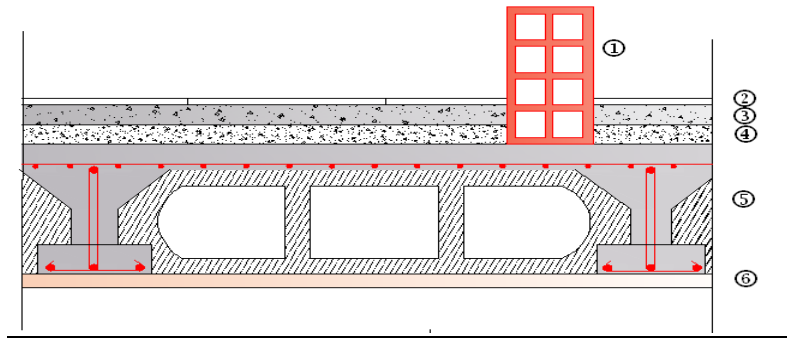


Fig. II.7) : Coupe verticale du plancher étage courant (ancien mémoire)

Tableau II.1 :Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Cloisonde séparation (intérieur)	0.10	/	0.90
2. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Couche de sable	0.02	20	0.40
5. Dalle en corps creux (polystyrènes)	(16+4)=0.20	/	1.9975
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Gt = 4.33 KN/ m².

Tableau II.2:Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Gravier roulé	0.05	20	1
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4. Feuille polyane	/	/	0,01
5. Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6. Plancher en corps creux (16 +4 cm)	0.20	/	1.9975
7. Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
			Gt = 5.02 KN/ m².

a) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

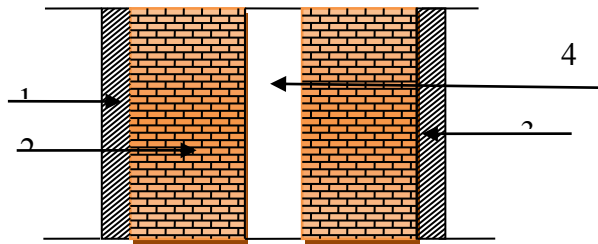


Fig . II.8) : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II-3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	0.02	0.36
2. Brique creuse	0.10	2×0.9
3. Enduit plâtre	0.02	0.20
4. Lamé d'aire	0.05	/
		Gt = 2,24 KN/ m²

•Mur intérieur :

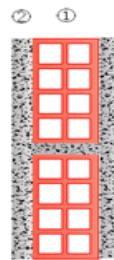


Tableau II-4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2×0.02	$2 \times 0.2 = 0.4$
Brique creuse	0.10	0.90
		Gt = 1.30 KN/ m²

Tableau II-5) Charges d'exploitations :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Acrotère	1.0
- terrasse inaccessible	1.0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Escalier	2.5
- Plancher à usage de service	2.5
- balcons	3,5

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

Tableau II-6: Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	22	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,45

- Détermination des charges et surcharges revenant à la console :

a) Charges permanentes :

Tableau II-7): Les charges permanentes revenant au balcon

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	22	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,45

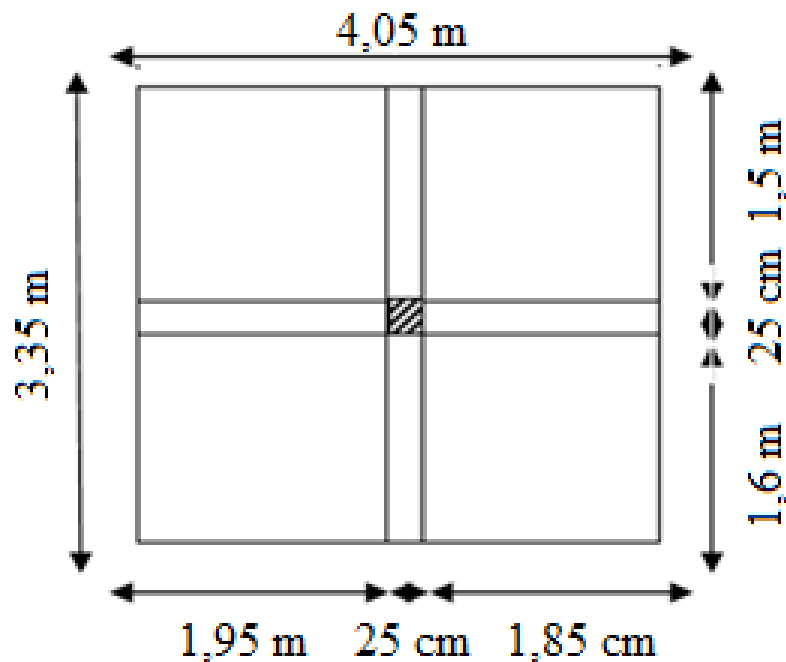
b) Charge concentrée (garde-corps) :

Tableau II-8): Les charges concentrées revenant à la console.

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			g= 1,62

II-2-2 Descente de charge :II-2-2-1 Charge surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est

**Fig. II.9):** surface d'influence du poteau « B2 »✓ La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

✓ Section nette :

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

$$S_n = (1,85 \times 1,5) + (1,85 \times 1,6) + (1,95 \times 1,5) + (1,95 \times 1,6) \\ = 11,78 \text{ m}^2.$$

II-2-2 Calcul des poids propres des éléments :

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

A. poids des planchers :

- Plancher courant : $G_{pc} = (4,33 \times 11,78) = 51,01 \text{ KN}$.
- plancher terrasse : $G_{pc} = (5,02 \times 11,78) = 59,13 \text{ KN}$.

Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = (0,25 \times 0,35) \times (1,95+1,85) \times 25 = 8,31 \text{ KN}$
 - Poutre secondaire $G_{ps} = (0,20 \times 0,30) \times (1,5+1,6) \times 25 = 4,65 \text{ KN}$
- $G_p = 8,31 + 4,65 = 12,96 \text{ KN}$.

B. Poids des poteaux :

$$P_{pt} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}.$$

Surcharge d'exploitation :

RDC+ Etages courant: $Q \times S = 1,5 \times 11,78 = 17,7 \text{ KN}$.

Terrasse: $Q \times S = 1 \times 11,78 = 11,78 \text{ KN}$.

II-3 La loi de dégression des charges :

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans la quelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

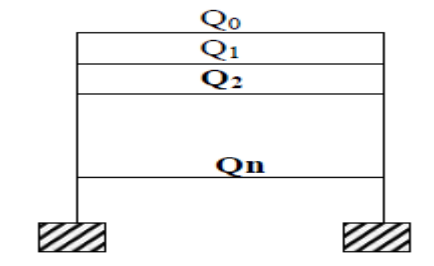
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

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

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs

suivant (D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80

Les surcharges cumulées :

Niveau	
terrasse	$Q_0=11,78 \text{ KN}$
04	$Q_0 + Q_1=11,78+17,7= 29,48 \text{ KN}$
03	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)= 11,78+ 0,95(2 \times 17,7)=45,41 \text{ KN}$
02	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,78+ 0,90(3 \times 17,7)=59,57 \text{ KN}$
01	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)= 11,78+ 0,85(4 \times 17,7)=71,96 \text{ KN}$
RDC	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)= 11,78+ 0,80(5 \times 17,7)=82,58 \text{ KN}$

Tableau II-9) : Dimensionnement des poteaux

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N_s=G+Q$ [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$	Section adoptée
5	59,13	12,96	4,78	76,87	76,87	11,78	11,78	88,65	59,10	30x30
4	51,01	12,96	4,78	68,75	145,62	17,7	29,48	175,1	116,73	30x30
3	51,01	12,96	4,78	68,75	214,37	17,7	45,41	259,78	173,19	30x30
2	51,01	12,96	4,78	68,75	283,12	17,7	59,57	342,69	228,46	30x30
1	51,01	12,96	4,78	68,75	351,87	17,7	71,96	423,83	282,55	35x35
RDC	51,01	12,96	4,78	68,75	420,62	17,7	82,58	503,2	335,47	35x35

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA

[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

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

Les dés de calage sont interdits.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

Pour le : S/SOL, RDC et 1^{er} étage: (40x40) cm^2

Pour le: 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage (35x35) cm^2

Pour le : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage : (30x 30) cm^2

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 26$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

II-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL 91, B.8.3)}$$

Avec L_f : Longueur de flambement d'un poteau ($l_f = 0.7 l_0$)

(Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

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

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

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.10) : vérification du flambement pour tous les poteaux.

Niveau	poteau	Diamètre (cm)	I_{min} (cm ⁴)	Section(S) (cm ²)	i_{min} (cm ⁴)	L_o (cm)	λ
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	carré	30x30	67500	900	8,66	306	24,73
RDC au 2 ^{eme} étage	carré	35x35	125052,08	1225	10,10	306	21,20

Remarque :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les pré-dimensionnements suivant :

Les dimensions		
Plancher à corps creux	20cm (16+4)	
Dalles pleines	15 cm	
Poutres principales	(25x35) cm2	
Poutres secondaires	(25x35) cm2	
Poutres palières	(20x30) cm2	
Poutres de chainage	(20x30) cm2	
Poteaux	3eme au 5eme étage	(35x35) cm2
	RDC au 2eme étage	(30x30) cm2
Voile	épaisseur : 20 cm	

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

Calcul des éléments non structuraux

Chapitre III

III-1) ACROTÈRE

Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale 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 ($Q = 1 \text{ [kN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement.

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

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.

L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.

L'enrobage : $c = c' = 2 \text{ cm}$

La surface : $S = 0,0685 \text{ cm}^2$.

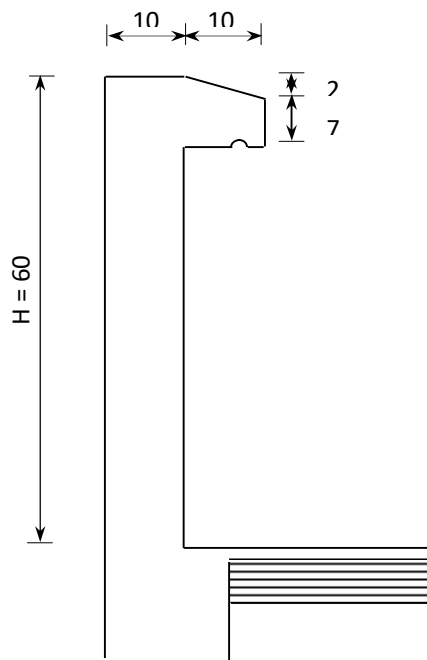


Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Enlever les flèches dans les diagrammes

III-1-1) Schémas statiques :

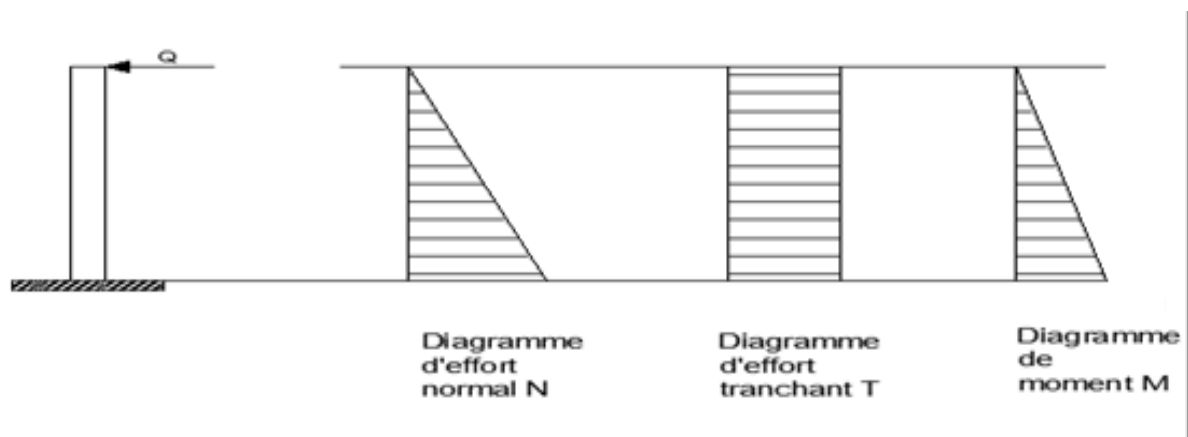


Figure III-25 : Diagramme des efforts internes.

III-1-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère.

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

Effort normal dû au poids propre : $N = G = 1,712 \text{ KN / ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Efforts tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN / ml}$

III-1-3) Combinaisons de charges :

a) **E L U** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times MQ = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 T = 1,5 \text{ KN}$

b) **E L S** : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III-1-4) Ferrailage

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).

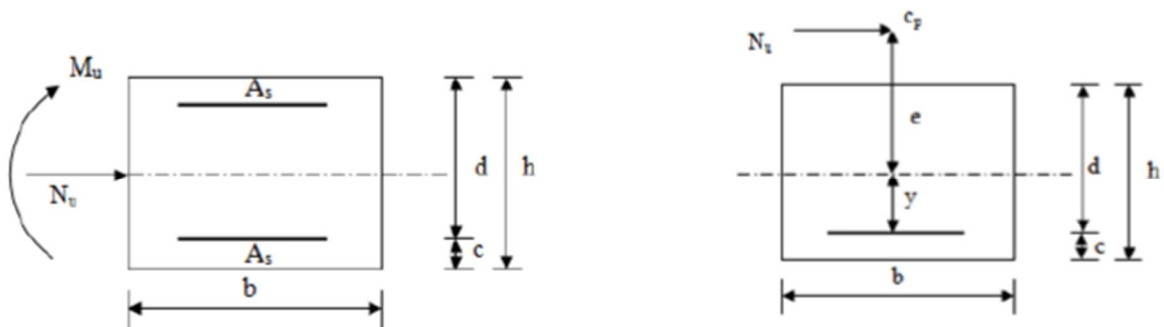


Figure. III-1-3 : Section soumise à une flexion composée.

Avec :

$h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère).

$b = 100 \text{ cm}$ (longueur de la section).

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage) ; la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$; La hauteur utile.

III-1-5) Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,311} = 0,389 \text{ m}$$

$$e_u = 38,94 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 38,94 > h/2 - c = 3$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,389 + (0,1/2 - 0,02) = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{-Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 2,311 \times 0,419 = 0,968 \text{ KN.m}$$

-Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,968 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

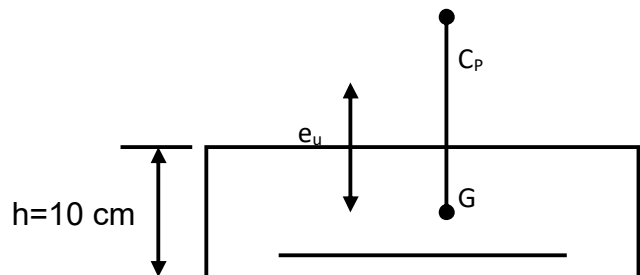
$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times 348}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ contrainte limite d'élasticité de l'acier .}$$

$$A_f = 34,94 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$



c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s} = (0,349 \times 100) - \frac{2,311 \times 10^3}{348}$$

$$A_{st} = 28,259 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} = 0,282 \text{ cm}^2$$

III-1-5) Vérification à l'ELU :

III-1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale) (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1) :

$$\rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_{min}}{bd}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 100}{1,712} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} \times \frac{350,46 - 0,455 \times 80}{350,46 - 0,185 \times 80}$$

$$A_{min} = 90,384 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A_{calculer} = 0,282 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons : $A = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$

Conclusion

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

$$A = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit $A = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,51 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-1-5-2) Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN} \quad (V_u = T_u)$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,0187\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u :$$

Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

III-1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91 modifiées 99)

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

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

ψ Coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05\text{cm} \Rightarrow \sum u_i = 100,50 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Ancrage des barres (Art .A6.1 ,21 BAEL91/modifié99)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls ».

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} = 25,39 \text{ cm}$$

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

On optera pour : Ls = 32 cm

III-1-5-4) Vérification à L'E L S :

1. Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_t 28}) \right\} \text{ (Art A.4.5.33 BAEL 91/modifié99).}$$

$$\eta = 1,6 \text{ Fissuration préjudiciable, (acier HA) } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,6, \max(200; 201,63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

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

$$\text{On a } \rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

De l'abaque on tire les valeurs de : $\beta_1 = 0,921$ et $k_1 = 48,29$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,921 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 40,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Condition dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{40,51}{48,29} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$V_u \leq \frac{0,4 f_{t28} 0,9 b d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 1000 \times 80}{1,5} \times 10^{-3} = 480 \text{ KN}$$

$$\text{On a } V_u = 1,5 \text{ KN} < 480 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99) :

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 obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupement d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)

W_p Poids de l'élément considéré

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

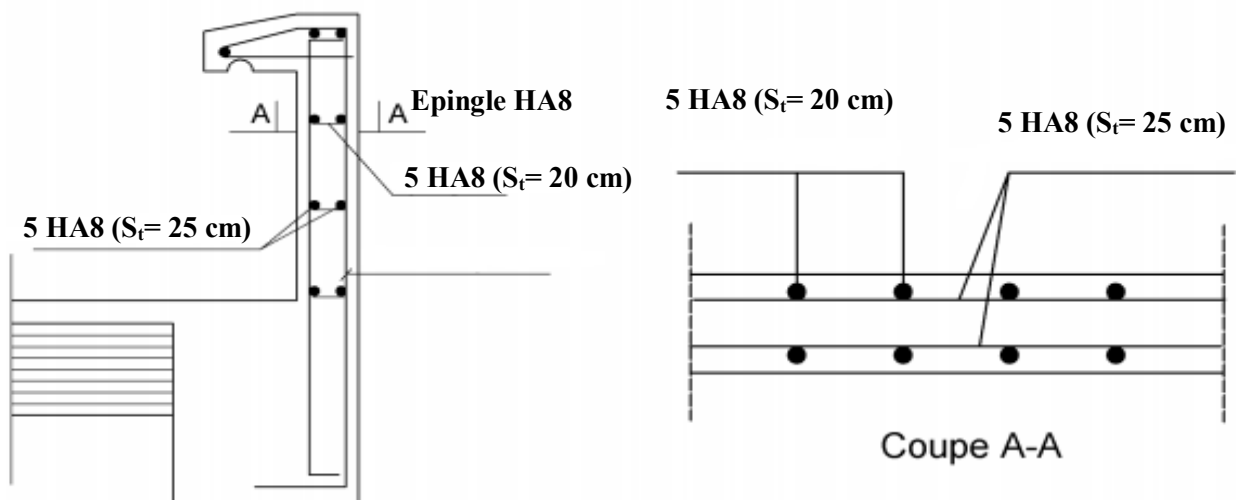
Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

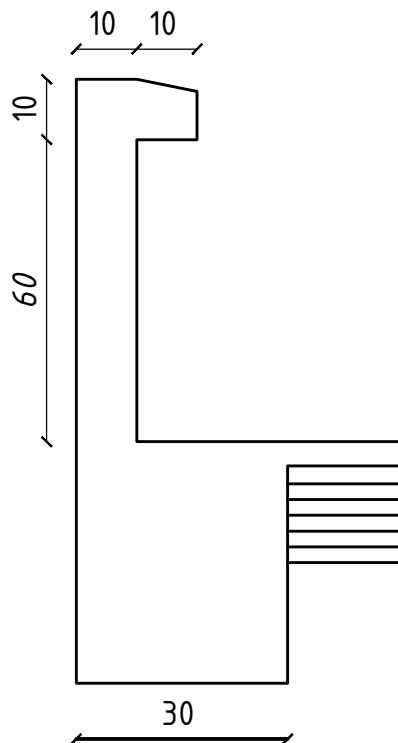
III-1-5-6) ferrailage adopté :

Armatures principales : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

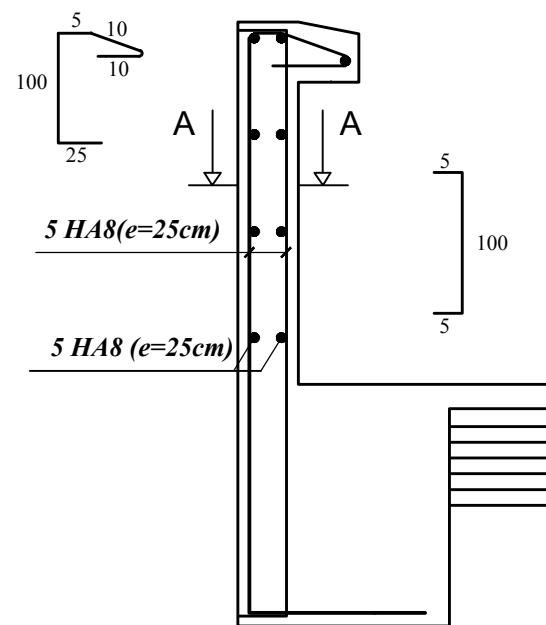
Armatures secondaires : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$

Plan de ferrailage de l'acrotère

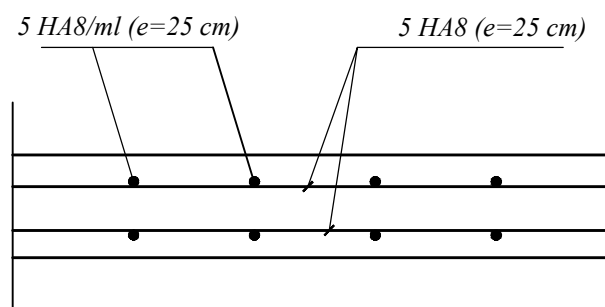




Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*
Bouchafa yacine

Ferrailages
 de L'Acrotère

III.2. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges. Il existe plusieurs types d'escaliers, notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire), ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, *DTU*, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

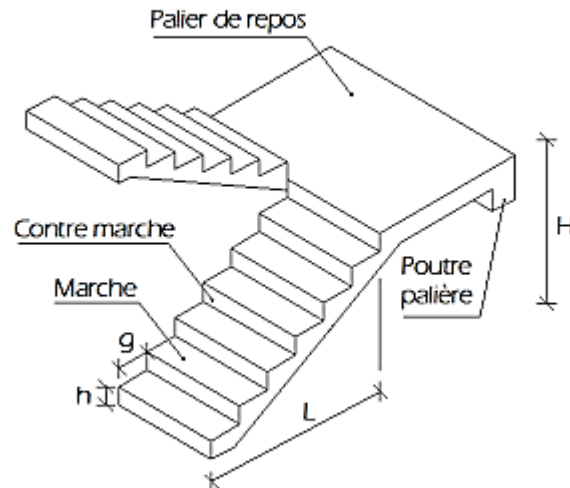


Figure III.2.1. Terminologie d'un escalier.

Où :

- . h : Hauteur de la contre marche.
- . g : Longueur de la marche. (giron)
- . H : Hauteur de la volée.
- . L : Longueur de la volée projetée

III.2.1. Pré dimensionnement

La hauteur et le giron des marches et contre marches pour un bâtiment à usage d'habitation on prend :

- Hauteur des contres marches

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

$$\text{Donc : } h = 17 \text{ cm.}$$

- Nombre de marches (n-1)

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

$$\text{Donc : } n-1 = 8 \text{ marches.}$$

- Le giron

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 26,25 \text{ cm.}$$

$$g = 30 \text{ cm.}$$

- Vérification loi de BLONDEL

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

$$26,25 + 2(17) = 60,25 \text{ cm.}$$

. La condition est vérifiée

Alors :

- h = 17 cm.
- g = 30 cm.
- Nombre de marches : 8 marches.

III.2.1.1. Epaisseur de la paillasse

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

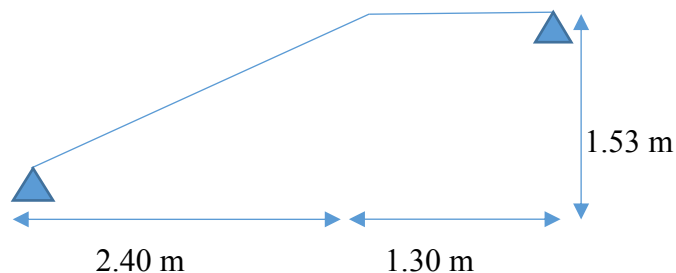
$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

OU : L_0 est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

• Remarque

La structure comporte un seul type d'escaliers.

- Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée)



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.40} = 0,5666$$

$$\alpha = 29,53^\circ$$

$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.30 = \frac{2.4}{\cos 29,53^\circ} + 1.30 = 405,83 \text{ cm}$$

$$\frac{405,83}{30} \leq e \leq \frac{405,83}{20}$$

$$13,53 \leq e \leq 20,29$$

On prend : $e = 17 \text{ cm}$.

III.2.1.2. Détermination des sollicitations de calcul

a. Charges permanentes

a.1. La volée

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.17}{\cos(29,53)}$	25	5,18
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2,12
Carrelage horizontal	0.01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0,4
Carrelage vertical	0.01	20	0,2
Mortier de pose vertical	0.02	22	0,4
Lit de sable	0.02	18	0,36
Enduit de plâtre	0.02	10	0,2
Garde-corps	-	-	0,2
$\sum G_i = G_{\text{volée}} =$			9,26

Tableau III.2.1 : Détermination du poids propre de la volée.

a.2. Le palier

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
Poids propre du palier	0.18	25	4,5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0,4
Mortier de pose	0.03	22	0,66
Lit de sable	0.03	18	0,36
Enduit en plâtre	0.03	10	0,3
$\sum G_i = G_{\text{palier}}$			6,22

Tableau III.2.2 : Détermination du poids propre du palier.

b. **Surcharge d'exploitation** : D'après le DTR B.C. 2.2, la charge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

III.2.1.3. Calcul des efforts internes

. Combinaisons de charges

a. À l'ELU

Paillasse : $q_{u1} = (1,35G_{\text{pai}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (9,26) + 1,5(2,5)] \times 1 = 16,25 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35G_{\text{pal}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (6,22) + 1,5(2,5)] \times 1 = 12,13 \text{ kN/ml}$

A. ELS

Paillasse : $q_{s1} = (G_{\text{pai}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(9,26) + (2,5)] \times 1\text{m} = 11,76 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{s2} = (G_{\text{pal}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(6,22) + (2,5)] \times 1\text{m} = 8,71 \text{ kN/ml}$

Pour la détermination des efforts dans la volée et le palier, on prendra l'ensemble (volée + palier) qui sera assimilé à une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis .

III.2.1.4. Calcul à l'ELU

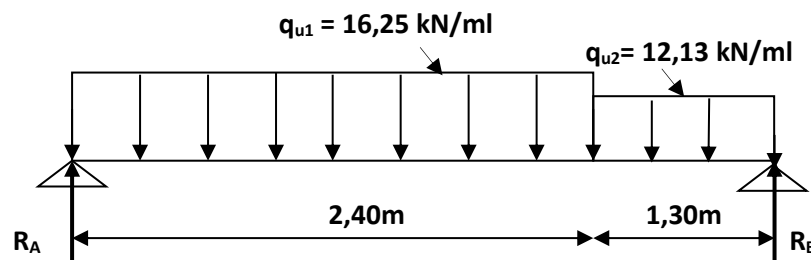


Figure III-2-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,13 \cdot 1,30) + (16,25 \cdot 2,40)$$

$$R_A + R_B = 54,77 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A (2,40 + 1,30) = \left[16,25 \cdot 2,40 \cdot \left(\frac{2,40}{2} + 1,30 \right) \right] + \left(12,13 \cdot \frac{1,30^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 29,12 \text{ kN} \\ R_B = 54,77 - 29,12 = 25,65 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = 29,12 - 16,25 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 29,12 \text{ kN} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -9,88 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 29,12x - 16,25 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = 23,08 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b. 2^{ème} tronçons : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$T_y = 29,12 - 16,25 \cdot 2,40 - 12,13(x - 2,40)$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -9,88 \text{ kN} \\ x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow T_y(3,70) = -25,65 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 29,12x - (16,25 \cdot 2,40) \left(\frac{2,40}{2} + (x - 2,40) \right)$$

$$- 12,13 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

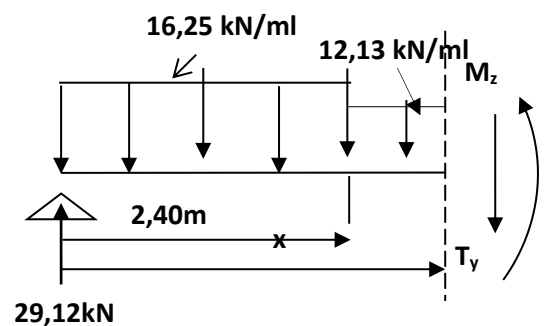
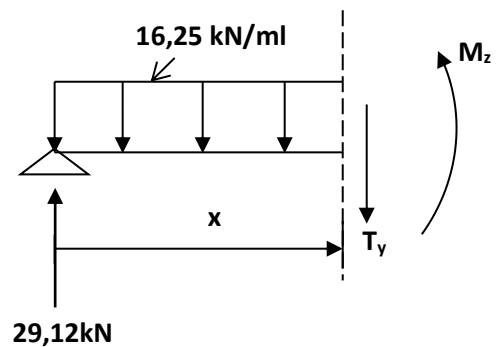
$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = 23,08 \text{ kN.m} \\ x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow M_z(3,70) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m} \in [0; 2,40]$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1,79 \text{ m}$.

$$\Rightarrow M_{\max} = M_z(1,79) = 26,09 \text{ kN.m}$$



Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(26,09) = -7,83 \text{ kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(26,09) = 22,18 \text{ kN.m}$

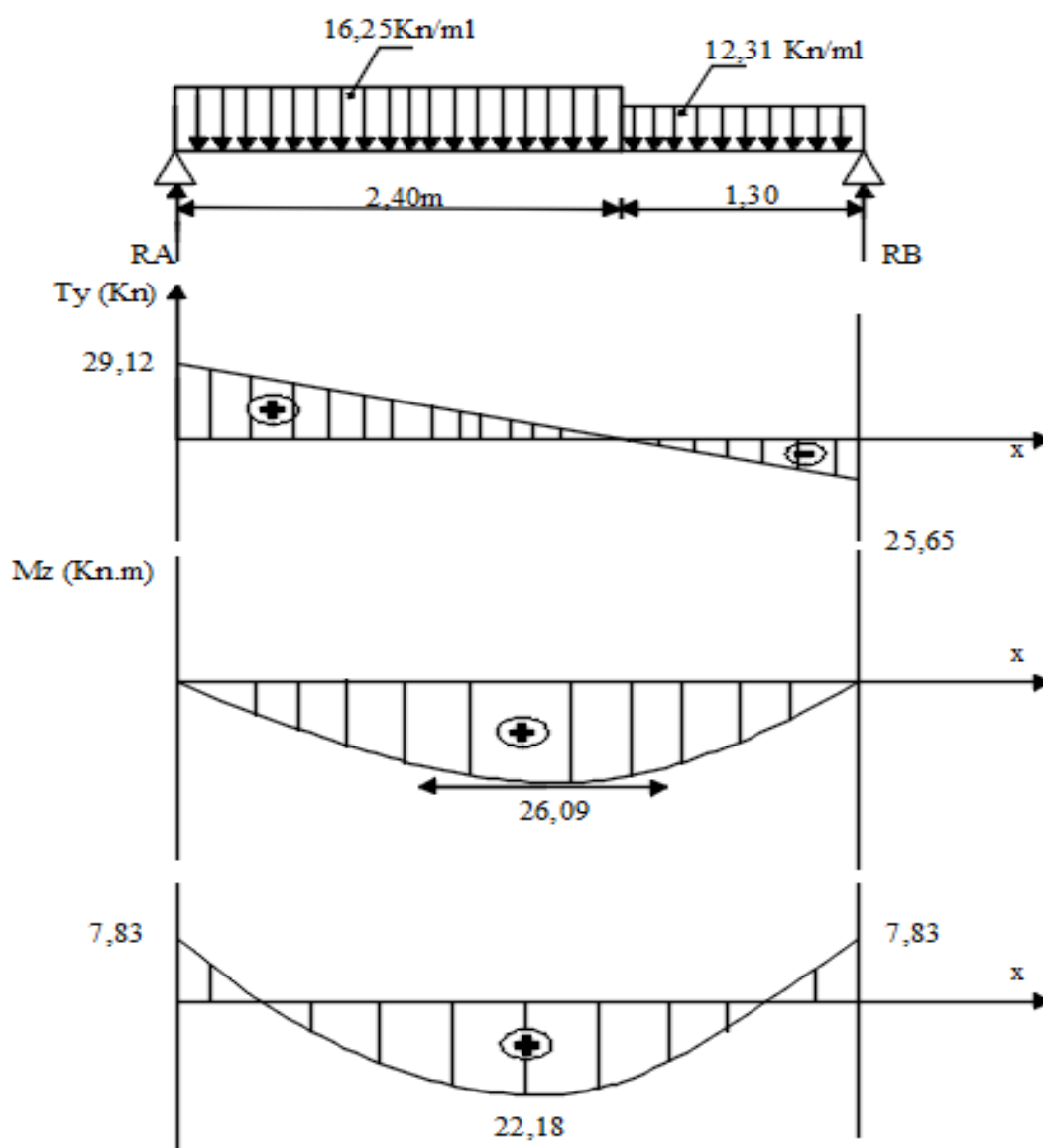
c) Diagramme des efforts internes :

Figure III-2-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-3-5 Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple.

a) En travée : $M_u^t = 22,18 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{22,18 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,070$$

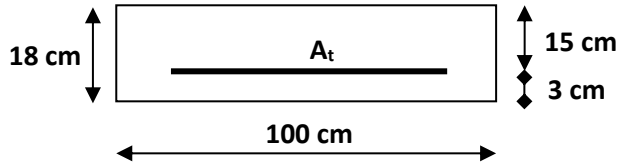
$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22,18 \times 10^3}{0,964 \times 15 \times 348} = 4,40 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6,78cm²) ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2, \text{ soit 6HA10 (4,71cm}^2\text{)} ; \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}.$$



b) Aux appuis : $M_u^a = 7,83 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{7,83 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,024$$

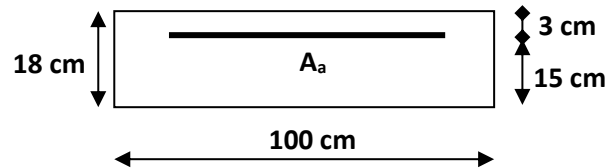
$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{7,83 \times 10^3}{0,988 \times 15 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 (6,78cm²) ; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,71 \text{ cm}^2, \text{ soit 6HA10 (4,71cm}^2\text{)} ; \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}.$$



III-4-3-6 Vérifications à l'ELU :

1) Espacement des barres :

Armatures principales :

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Armatures répartitions :

Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 29,12 \text{ kN}, \quad \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29,12 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,19 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,19 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**- Vérification de la contrainte du béton :**

$$\text{On doit satisfaire la condition : } V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28} \Rightarrow a = 0,9.d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$V_u = 29,12 \text{ kN} \leq 0,267(13,5) \times 100 \times 2,5 = 901,12 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{28,42 \times 10}{348} = 0,81 \text{ cm}^2 < A_a = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{\max} = 29,12 \text{ kN} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i} = \frac{29,12 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times (6 \times 12 \times \pi)} = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\Phi.f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi^2.f_{t28} = 0,6(1,5)^2.2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$ (**Art A.6, 253/BAEL91**).

$$L_r = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III-4-3-7 Calcul à l'ELS :

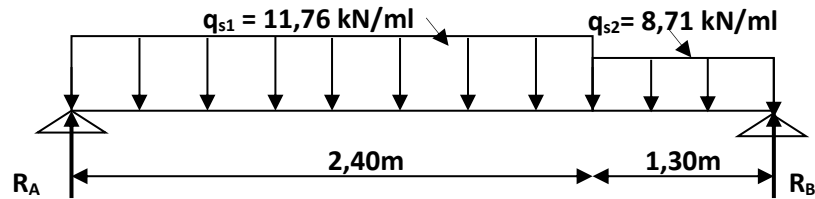


Figure III-2-5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,76 \cdot 2,40) + (8,71 \cdot 1,30)$$

$$R_A + R_B = 39,55 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow +R_A (2,40 + 1,30) = \left[11,76 \cdot 2,40 \cdot \left(\frac{2,40}{2} + 1,30 \right) \right] + \left(8,71 \cdot \frac{1,30^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_A = 21,06 \text{ kN} \\ R_B = 39,55 - 21,06 = 18,49 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

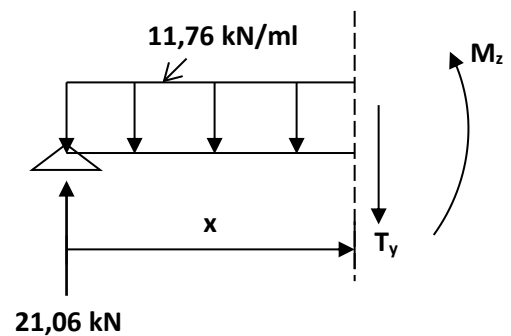
a. 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$

$$T_y = 21,06 - 11,76 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 21,06 \text{ kN} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -7,16 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 21,06x - 11,76 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = 16,67 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçons : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$T_y = 21,06 - 11,76 \cdot 2,40 - 8,71(x - 2,4)$$

$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2,40) = -7,16 \text{ kN} \\ x = 3,6 \text{ m} \Rightarrow T_y(3,70) = -18,49 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = 21,06x - (11,76 \cdot 2,40) \left(\frac{2,4}{2} + (x - 2,40) \right)$$

$$- 8,71 \frac{(x - 2,40)^2}{2}$$

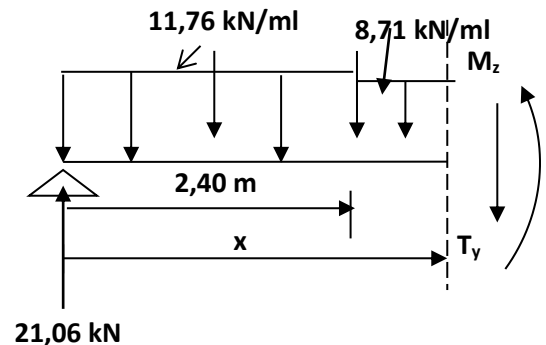
$$\begin{cases} x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2,40) = 16,67 \text{ kN.m} \\ x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow M_z(3,70) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,79 \text{ m} \in [0; 2,40]$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1,79 \text{ m}$.

$$M_{\max} = M_z(1,79) = 18,85 \text{ kN.m}$$



Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(18,85) = -5,65 \text{ kN.m}$

En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(18,85) = 16,02 \text{ kN.m}$

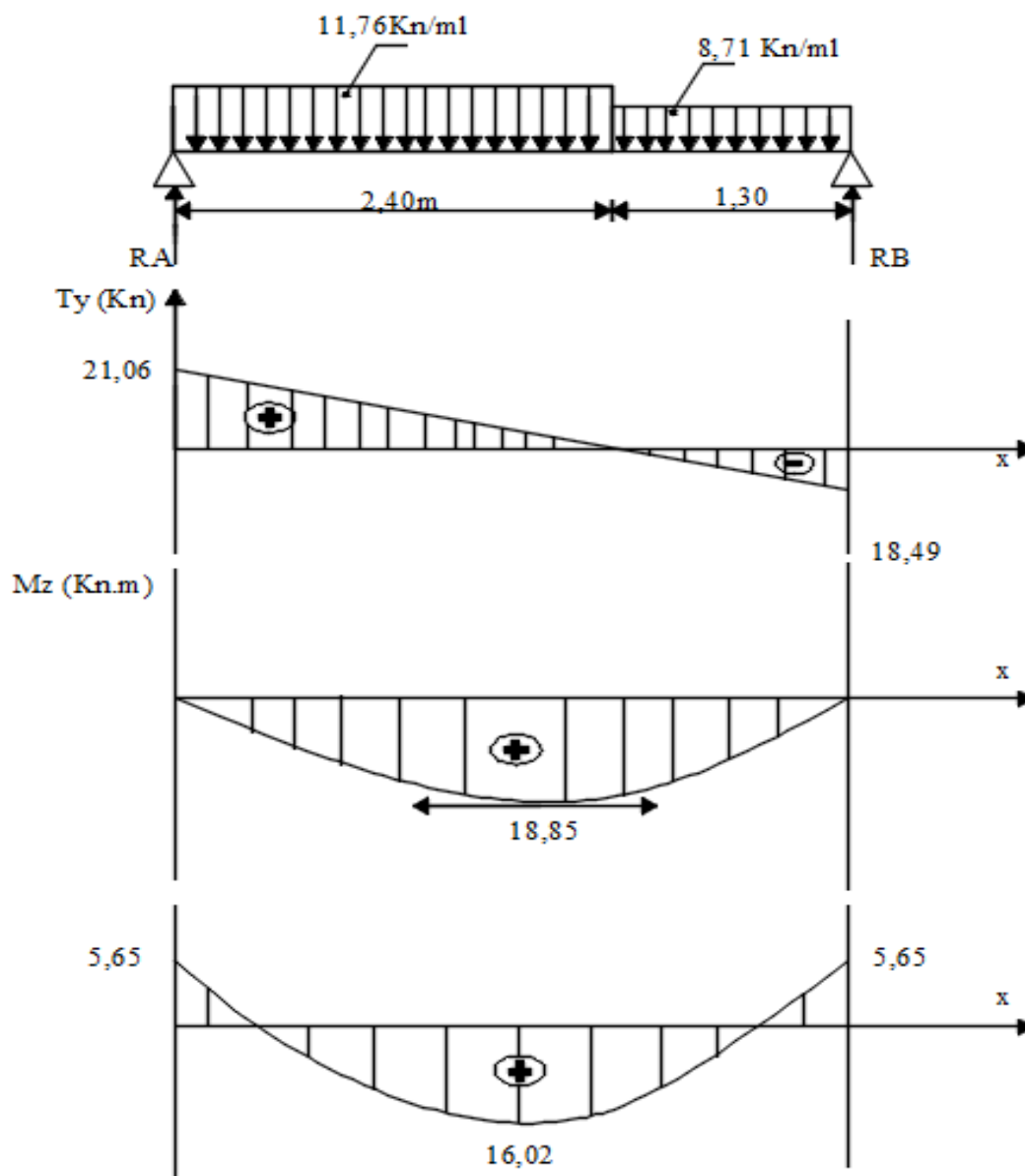
c) Diagramme des efforts internes :

Figure III-2-6: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-4-3-8 Vérification à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante : $\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travée : $M_t = 16,02 \text{ kN.m}$; $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 ; \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16,02 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 45,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Aux appuis : $M_a = 5,65 \text{ kN.m}$; $A_a = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 ; \alpha_1 = 0,306$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,65 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_v \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,40 \text{ mm}$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,004; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16,02 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 175,41 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \cdot (18)^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 6,78} = 8,86 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8,86 = 9,14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [(V_1)^3 + (V_2)^3] + 15 \cdot A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} [8,86^3 + 8,14^3] + 15 \times 6,78 (9,14 - 2)^2$$

$$I_0 = 46346,611 \text{ cm}^4$$

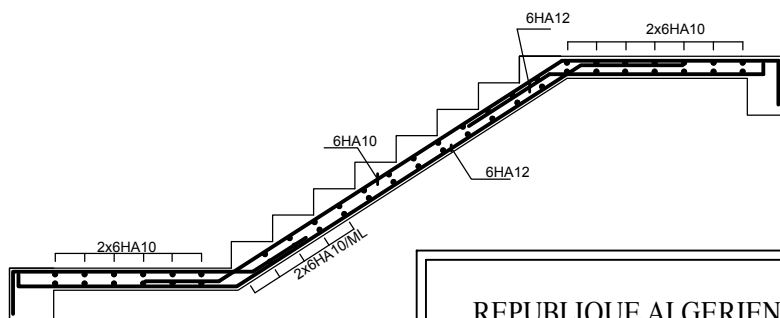
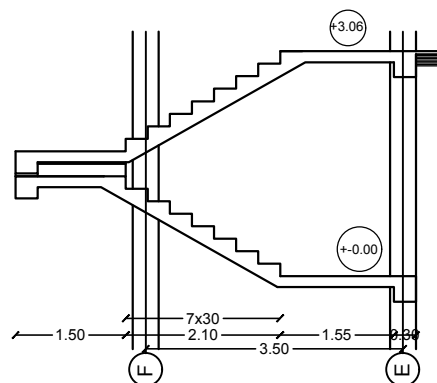
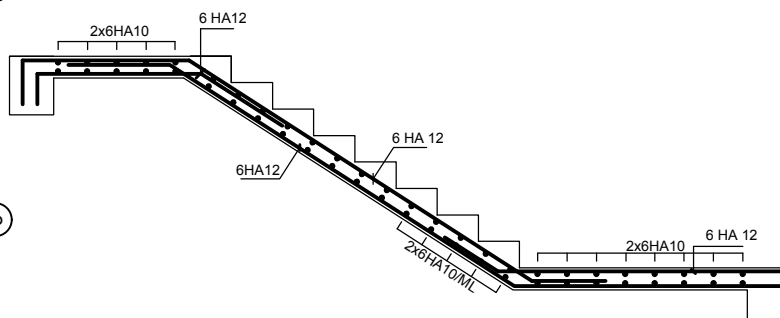
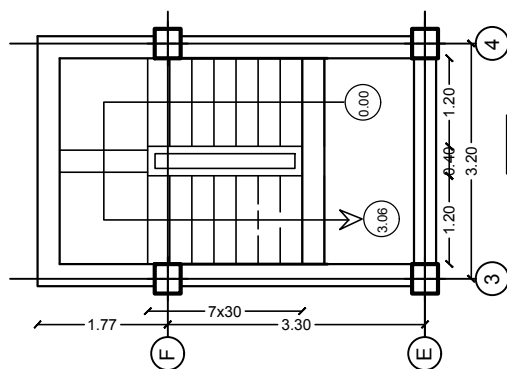
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot (0,004) \cdot (175,41) + 2,1} = 0,25$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \cdot (2,1)}{0,004 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,25$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,10 \cdot (46346,611)}{1 + 0,4 \cdot (5,25) \cdot (0,25)} = 33430,34 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{16,02 \cdot 10^2 \cdot (3700)^2}{10 \times 10818,86 \times 33430,34} = 6,06 \text{ mm} \leq \bar{f}_v = 7,40 \text{ mm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*
Bouchafa yacine

Ferrailages

des escaliers

III-5 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2,70 m, On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III-5-1 pré dimensionnement :

1- Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18,66 \leq h \leq 28$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour $h_t = 30$ cm

2- Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 20$ cm

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

III-5-2 Détermination des charges :

1- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 25,65 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_B = 18,49 \text{ KN}$

III-5-3 Combinaison de charges :

$$1- \text{ ELU : } q_u = 1,35G + \frac{2R_B}{L} = (1,35 \times 1,5) + \frac{2 \times 25,65}{2,80}$$

$$q_u = 20,35 \text{ kN/ml}$$

$$2- \text{ ELS : } q_s = G + \frac{2R_{Bs}}{L} = 1,5 + \frac{2 \times 18,49}{2,80}$$

$$q_s = 14,70 \text{ kN/ml}$$

III-5-4 Calcul les efforts internes à L'ELU :

1- Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20,35 \times 2,80^2}{8} = 19,94 \text{ KN m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20,35 \times 2,80}{2} = 28,49 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 19,94 = -5,95 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 19,94 = 16,95 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

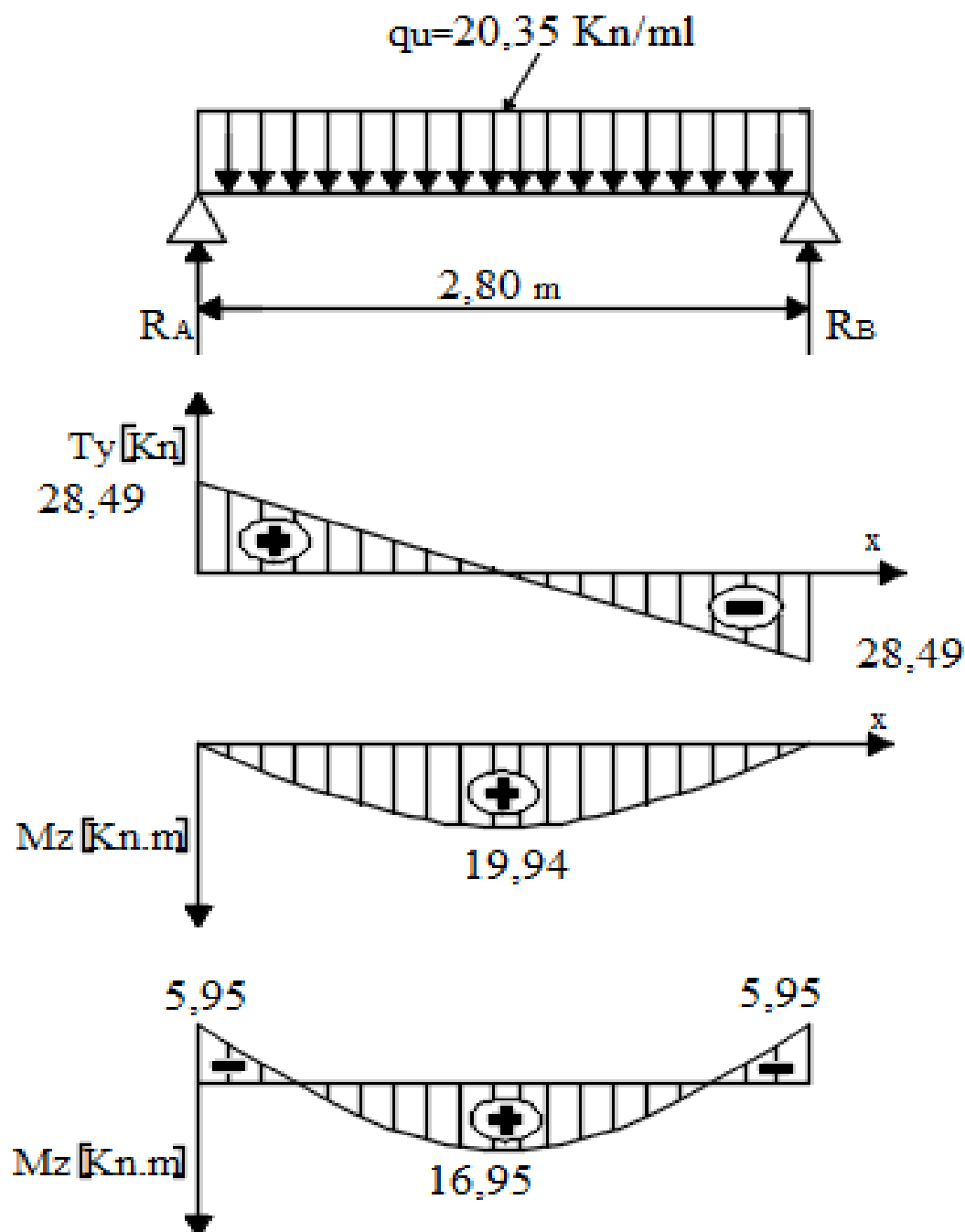


Figure III-5-1 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

3- Calcul des armatures :

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,95 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,95 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour 3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

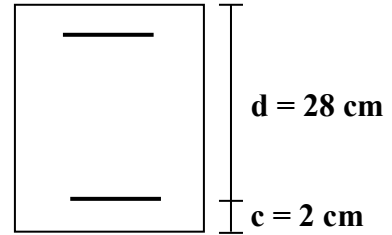
En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,95 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu_b = 0,076 \Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,95 \times 10^3}{0,960 \times 28 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On opte pour 3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$



III-5-5 Vérification à L'ELU :

a- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{max} = 28,49 \quad \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{28,49 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{28,49 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 5 \times 3,14 \times 12} = 0,60 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi 8 \text{ mm}$

On opte comme armatures transversales : $A_t (4AH8) = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 15} = 2,68 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

D'après le règlement (Art7.5.2.2, RPA99/V2003) on obtient :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ 7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm} : \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

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

III-5-6 Vérification à L'ELS :

$$q_s = 14,70 \text{ kN/ml}$$

1- Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,7 \times 2,80^2}{8} = 14,41 \text{ KN m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,7 \times 2,80}{2} = 20,58 \text{ KN.}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 14,41 = -4,32 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 14,41 = 12,25 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

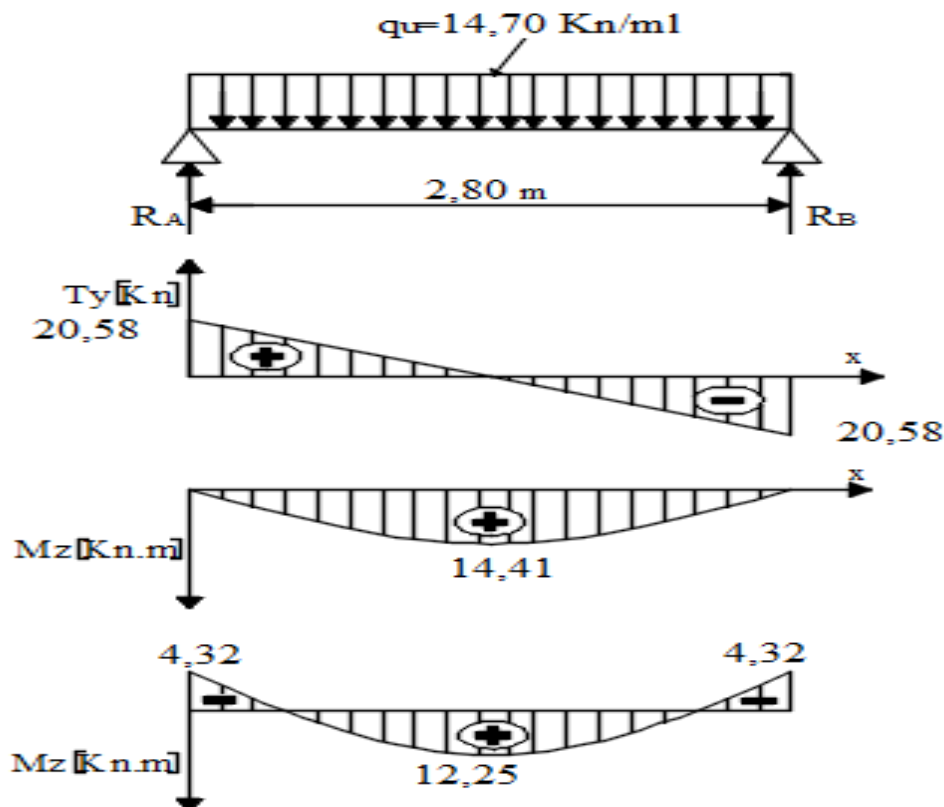


Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-6-1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K = 28,48 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{4,32 \times 10^6}{0,885 \times 339 \times 280} = 51,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{51,42}{28,48} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K = 28,48 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{12,25 \times 10^6}{0,885 \times 339 \times 280} = 145,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{145,83}{28,48} = 5,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-6-2 Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

III-5-6-3- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1^2}{400} = 0,67$$

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \\ A_a &= 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Conditions Vérifiées}$$

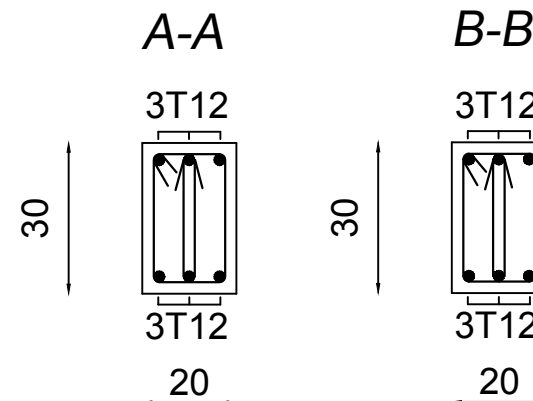
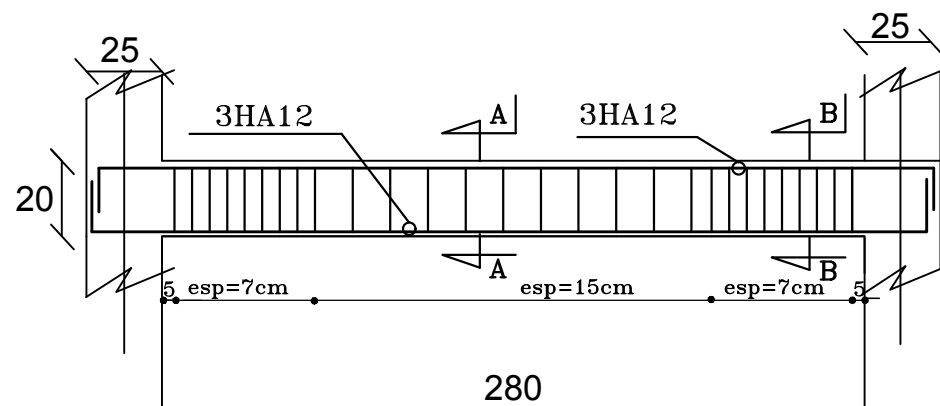
III-5-7 Vérification de la flèche :(Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{30}{280} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,11 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12,25}{10 \times 14,41} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39 \times 10^2}{200 \times 280} = 0,0060 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition Vérifiées}$$

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*

Bouchafa yacine

Ferrailages de
Poutres paliere

III.B. LES PLANCHERS

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées dans le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers ayant pour différences leurs charge d'exploitation (habitation, service et dernier étage). Les poutrelles sont de sections en Té, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

III.B.1 La dalle de compression :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe500) ayant pour but de :

- Limités les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le règlement **BAEL91 art. B.6.8, 423. :**

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher bas de RDC.

III.B.1.1 Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{BAEL91 art. B.6.8, 423}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles (l=65cm)(50 cm ≤ L ≤ 80 cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement S_t = 20 cm

III.B.1.2 Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement S_t = 20 cm

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés Φ5, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (200 x200).

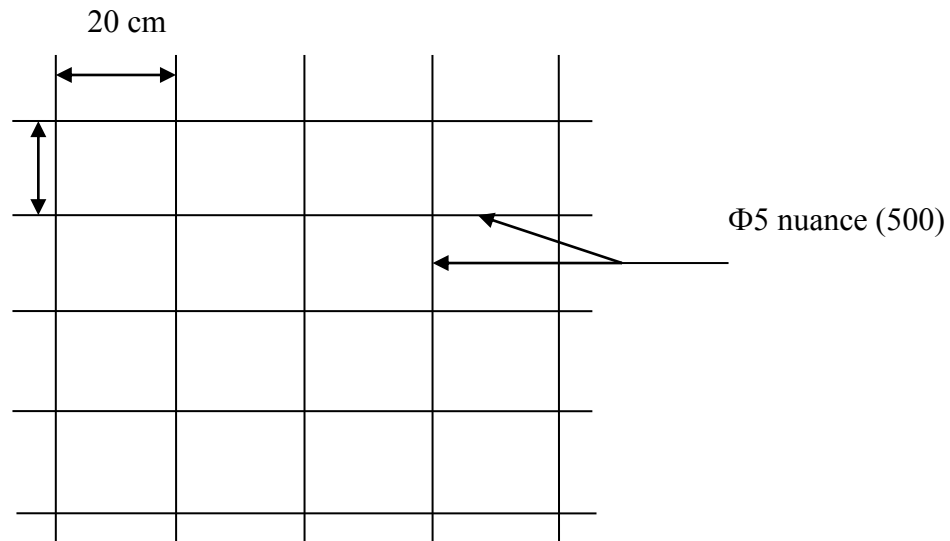


Figure-III-B.1 : Treillis soudé

III.B.2 Etude de la poutrelle :

a/ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

· Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

· Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

b/ Dimensionnement des poutrelles :

Les règles **BAEL A.4.1.3** précisent que la largeur de la table de compression (b_1) est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs

suivantes : $b_1 = \min \left(\frac{L_1}{10}, \frac{L}{2}, 8h_0 \right)$

• L_1 : longueur libre entre nus d'appuis (350cm).

• L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53$ cm)

• b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

• h_0 : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

• b_1 : La largeur de l'hourdis tel que :

$$b_1 = \min \left(\frac{350}{10}, \frac{53}{2}, 8 \times 4 \right)$$

$$= \min (35 ; 26.5 ; 32) = 26.5 \text{ cm.}$$

• b : Largeur de la table de compression avec :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

• h : hauteur de la section avec :

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

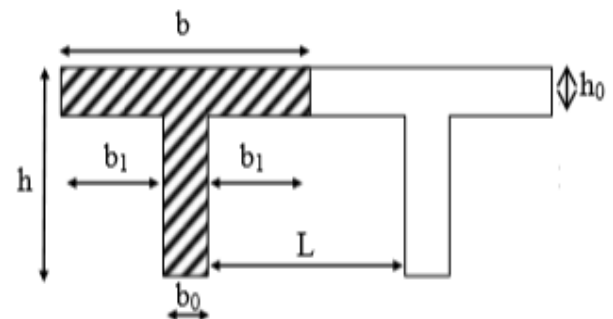


Figure III.B.2: Schéma de la section en T

III.B.3 Calcul de la poutrelle :

▪ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Elle travaillera en flexion simple.

a) Poids des planchers repris par la poutrelle :

Planchers	G(KN/m)	Q(KN/m)
Plancher terrasse inaccessible	$5,02 \times 0,65 = 3,263$	$1 \times 0,65 = 0,650$
Plancher étage courant usage habitation	$4,33 \times 0,65 = 2,814$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$

b) Combinaisons de charges:

Planchers	ELU: $1,35G + 1,5Q$	ELS: $G + Q$
Plancher terrasse inaccessible	5,38	3,913
Plancher étage courant usage habitation	5,26	3,789

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher terrasse inaccessible .

$$q_u = 5,38 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 3,913 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

III.B.4 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99**). Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

Vérifications :

Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):

$$\bullet \text{ On a : } \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m} \\ 2G = 2 \times 3,263 = 6,526 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$Q \leq \min \{6,526; 5\text{KN/ml}\}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} < 5\text{KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- La fissuration est non préjudiciable. \Longrightarrow **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{335}{350} = 0.95 \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{350}{285} = 1.22 \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{285}{285} = 1 \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{285}{350} = 0.81 \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} &= \frac{350}{335} = 1,04 \end{aligned} \right\}$$

$$0.8 \leq 1 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable

■ **Exposition de la méthode forfaitaire:**

Soit :

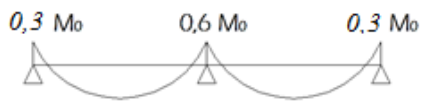
- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées, où : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- M_o : La valeur maximale du moment fléchissant dans une travée indépendante.
- M_t : La valeur maximales du moment dans la travée considérée, où :
- $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}); \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_o]$. Dans une travée de rive.
- $M_t \geq \max[(\max[(1+0.3\alpha)M_o; 1.05M_o] - \frac{M_w - M_e}{2}); \frac{1+0.3\alpha}{2}M_o]$. Dans une travée intermédiaire.

Avec :

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

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

Cas de deux travées :



Cas de trois travées :



Cas de plus de trois travées :



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

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

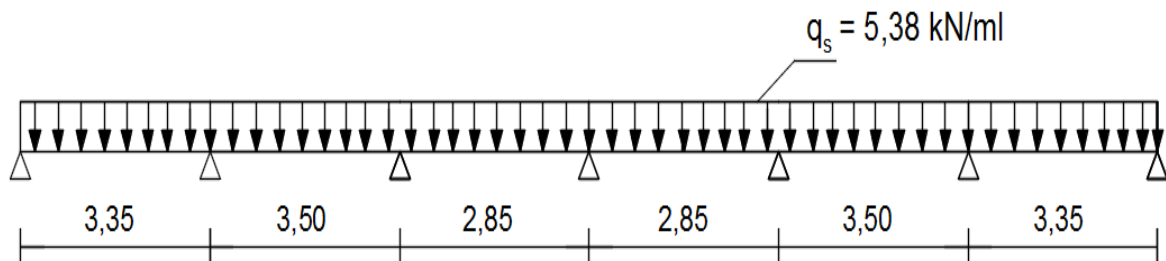
$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q.l}{2}$$

2) Calcul d'efforts:

Nous avons deux types de poutrelles: à 5 , et à 6 travées.

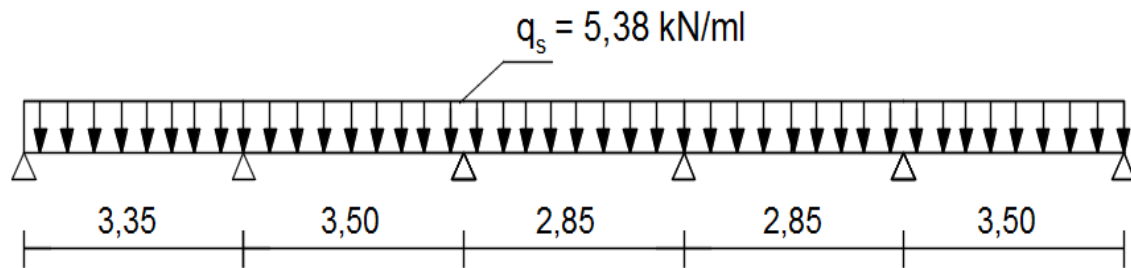
Les efforts seront calculés pour les deux types de poutrelles. Nous utiliserons les efforts maximaux pour leur ferrailage et leurs vérifications.

Types I



Plancher	Type	Appuis	L _i	Moment					Effort tranchant	
				M _{oi}	Coefficient	M _{appui}	α	M _{travée}	T _w	T _e
RDC	I	1			0,3	2,26	0,17		0	-9,565
		2	3,35	7,55	0,5	4,12	0,17	4,74	9,650	-9,180
		3	3,5	8,24	0,4	3,30	0,17	4,95	8,056	-7,277
		4	2,85	5,46	0,4	2,18	0,17	3,00	7,277	-8,056
		5	2,85	5,46	0,4	3,30	0,17	3,00	9,180	-9,650
		6	3,5	8,24	0,5	4,12	0,17	5,51	9,565	-8,458
		7	3,35	7,55	0,3	2,26	0,17	5,15	9,565	0

Types II

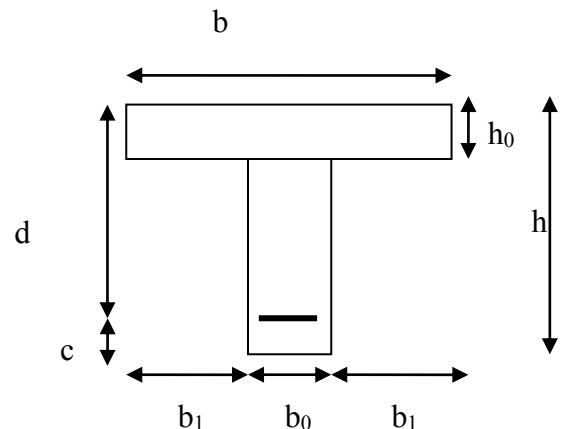


Plancher	Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
				M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_w	T_e
RDC	I	1			0,3	2,26	0,17		0	-9,565
		2	3,35	7,55	0,5	4,12	0,17	4,74	9,650	-9,180
		3	3,5	8,24	0,4	3,30	0,17	4,95	8,056	-7,277
		4	2,85	5,46	0,4	2,18	0,17	3,00	7,277	-8,056
		5	2,85	5,46	0,4	3,30	0,17	3,00	9,180	-9,650
		6	3,5	8,24	0,5	4,12	0,17	5,51	9,180	0

III.B.6 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.
Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $b_1 = 26.5\text{cm}$ (La largeur de l'hourdis).
- $b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).
- $b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).
- $h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).
- $h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).
- $c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).
- $d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

$$M_t^{\max} = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$T^{\max} = 9,65 \text{ KN}$$



Armatures longitudinales :

• En travée :

Position de l'axe neutre (A.N) :

-Si : $M_t^{\max} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).

-Si : $M_t^{\max} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$M_t^{\max} = 6.46 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.51}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA (Asc=0)} \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.51 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.887 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA8 = 1.50 cm²

• Aux appuis :

$M_a^{\max} = 4.12 \text{ KN.m}$ (Le moment maximal aux appuis)

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm².

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

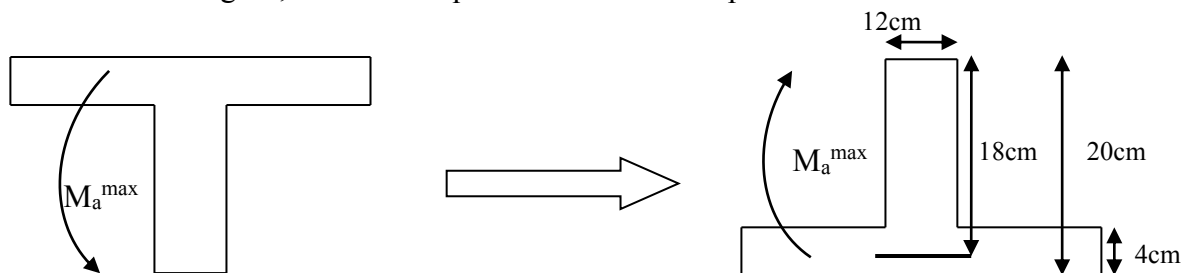


Figure III-B.16: Les moments aux niveaux des appuis

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,12 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.74$$

Donc : $\mu=0.74 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

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

$$\mu=0.14 \rightarrow \beta=0.962$$

$$A_{sa} = \frac{M_{a \max}}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{4,12 \times 10^3}{0.962 \times 18 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2) :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

Avec :

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{200}{35}, 8, \frac{120}{10} \right) \right\} \leq \min \{ (5.71; 8; 12) \} \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour 1 étrier en $\phi 6$; Donc : $A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.B.7 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

Par définition, une section tendue ou fléchie est 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 « As » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{sa} = 1,00 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } V_{u\max} = 9,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{9,65 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL91. Art. A. 5. 2. 1, 211)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} ; \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

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

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des armatures}$$

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 0.8 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.4} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times \pi \times 0,8 = 5,02 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50,2} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :

Longueur de scellement (l_s) droit est donnée par :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} ; \Phi = 8 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28,21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 28,21 = 12 \text{ cm}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

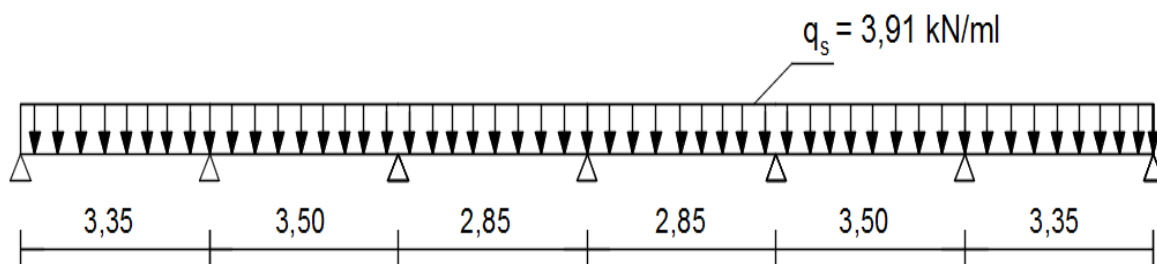
III.B.8 Calcul à l'ELS :

La combinaison de charges est: $q_s = G + Q$

$$q_s = (5,02 + 1)0,65 = 3,91 \text{ KN/ml.}$$

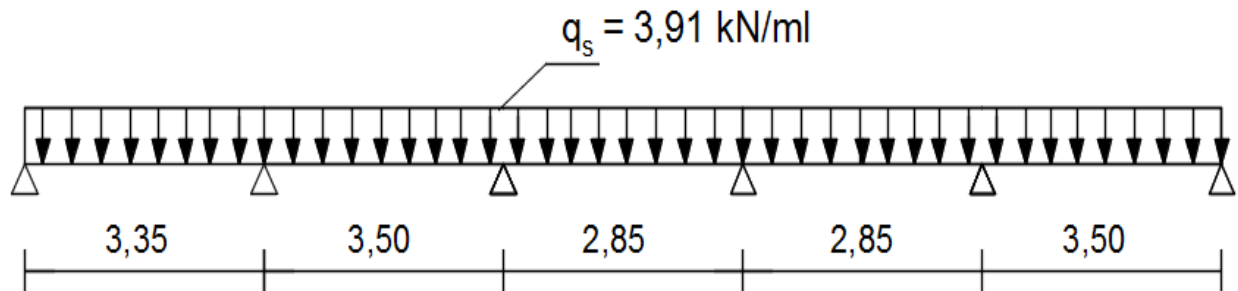
Après application de la méthode forfaitaire, nous obtenons les valeurs suivantes:

Types I



Plancher	Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
				M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_w	T_e
RDC	I	1			0,3	1,65	0,17		0	-6,952
		2	3,35	5,48	0,5	2,99	0,17	3,45	7,014	-6,671
		3	3,5	5,99	0,4	2,39	0,17	3,60	5,855	-5,289
		4	2,85	3,97	0,4	1,59	0,17	2,18	5,289	-5,855
		5	2,85	3,97	0,4	2,39	0,17	2,18	6,671	-7,014
		6	3,5	5,99	0,5	2,99	0,17	4,00	6,952	-6,147
		7	3,35	5,48	0,3	1,65	0,17	3,74	6,952	0

Types II



Plancher	Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant	
				M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	T_w	T_e
RDC	I	I			0,3	1,65	0,17		6,147	-6,952
		2	3,35	5,48	0,5	2,99	0,17	3,45	7,014	-6,671
		3	3,5	5,99	0,4	2,39	0,17	3,60	5,855	-5,289
		4	2,85	3,97	0,4	1,59	0,17	2,18	5,289	-5,855
		5	2,85	3,97	0,4	2,39	0,17	2,18	6,671	-7,014
		6	3,5	5,99	0,5	2,99	0,17	4,00	6,671	-7,014

Moments fléchissant max:En travée : $M_t^{Max} = 4.00 \text{ KN.m}$ Aux appuis : $M_a^{Max} = 2,99 \text{ KN.m}$ **Efforts tranchants max :** $T_{max} = 7,01 \text{ KN}$ **III.B.9 Vérifications à l'ELS :****1. Etat limite de compression du béton****a. En travée**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

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

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho = 0.69 \rightarrow \beta_1 = 0.879 \rightarrow K_1 = 26.32 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.038$$

$$\sigma_{st} = \frac{(4.00) \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.50} = 168,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.038 \times 168,54 = 6,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0,46$$

$$\rho = 1.05 \rightarrow \beta_1 = 0,897 \rightarrow K_1 = 33,54 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{(2,99) \times 10^3}{0.897 \times 18 \times 1} = 185,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.03 \times 185,18 = 5,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.8, 424**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ 2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nue d'appuis. (l = 3,50 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M₀ : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b₀ : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{2,99}{15 \times 5,99} = 0.033 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.50}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{350} = 0.01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

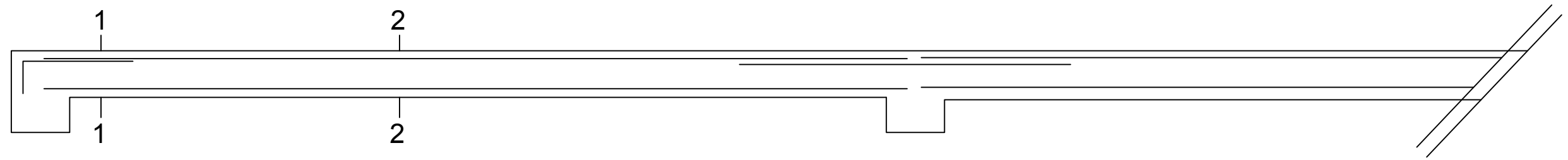
➤ Armature longitudinale :

Armatures en travée : **A_t = 3HA8 = 1.50 cm²**

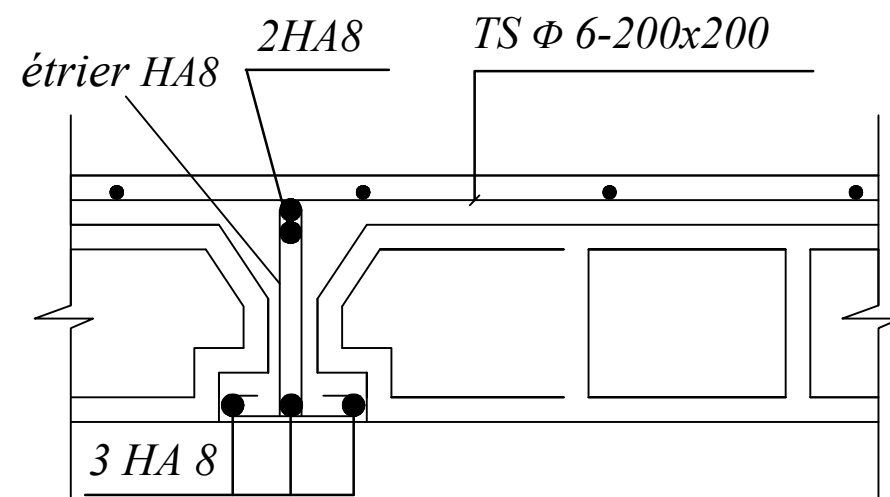
Armatures en appuis : **A_a = 2HA8 = 1,00 cm²**

➤ Armatures transversales :

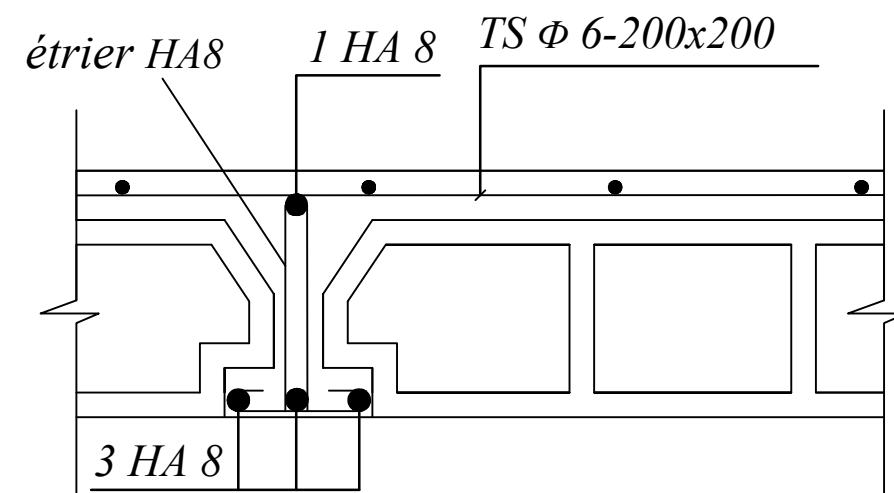
2HA8 = 1,00 cm²



Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*

Bouchafa yacine

Ferrailages de
Plancher et poutrelles

III-D Calcul des consoles

Notre structure est munie d'un seul type de porte à faux. Le calcul sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : charges et surcharges verticales revenant aux balcons.

g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids du garde-corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

Epaisseur de console (dalle pleine) : $e \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$

On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

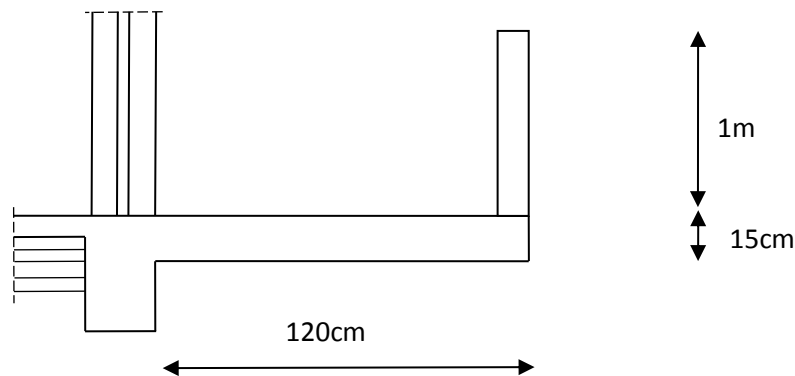


Figure III-D.1: Schéma statique de la console

III-D-1) Détermination des charges et surcharges :

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie

Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml}$$

III-D-2) Combinaisons de charges :

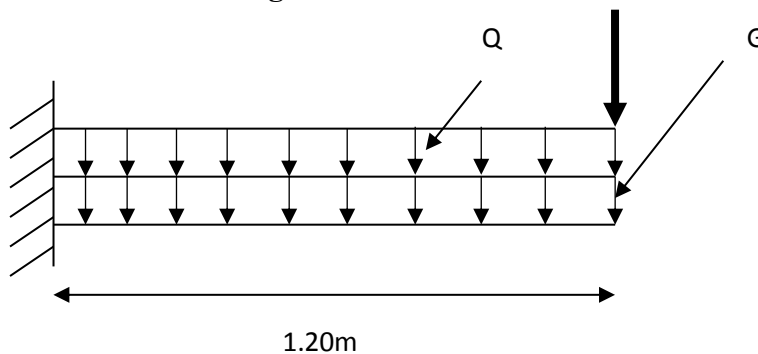


Figure-III-D.2 Schéma statique de la console

Charges permanentes G :

Enduit en plâtre : 0,02*10*1m	=0,2 KN/ml
Poids propre de la dalle : 0,15*25*1m	= 3,75 KN/ml
couche de sable : 0,02*18*1m	= 0,54 KN/ml
revêtement en carrelage : 0,02 *22*1m	= 0,66KN/ml
	G = 5,15 KN/ml
Poids de garde corps en brique pleine + Enduit : (2+0,28)*1m	= 2,28 KN/ml

Charges d'exploitation Q :3,5 KN/ml .

III-D-2-1-) Combinaisons de charges à l'ELU :

- La dalle pleine :
 $qu_1 = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.15) + (1,5 \times 3.5) = \mathbf{12,20 \text{ KN/ml}}$
- Le garde-corps :
 $qu_2 = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 2,28 = \mathbf{3,08 \text{ KN /ml}}$

III-D-2-2) Combinaisons de charges à l'ELS :

- La dallepleine :
 $qs_1 = (G + Q) \times 1 m = (5.15 + 3.5) \times 1 = \mathbf{8.65 \text{ KN/ml}}$
- Le garde-corps :
 $qs_2 = g \times 1m = \mathbf{2,28 \text{ KN/ml}}$

III-D-3) Calcul des moments fléchissant :

III-D-3-1) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

$$M_U = qu_1 \times \frac{L^2}{2} + qu_2 \times L = 12.20 \times \frac{1,20^2}{2} + 3,08 \times 1,20$$

$$\mathbf{M_U = 12,48 \text{ KN.m}}$$

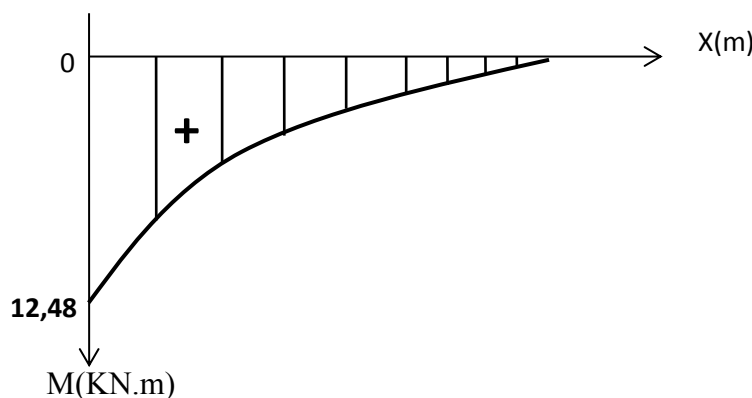


Figure-III-D.3 Diagramme de moment à l'ELU

III-D-3-2) Calcul des moments fléchissant à l'ELS

$$M_s = q_{s1} \times \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 8,65 \times \frac{1,2^2}{2} + 2,28 \times 1,20$$

$$M_s = 8,96 \text{ KN.m}$$

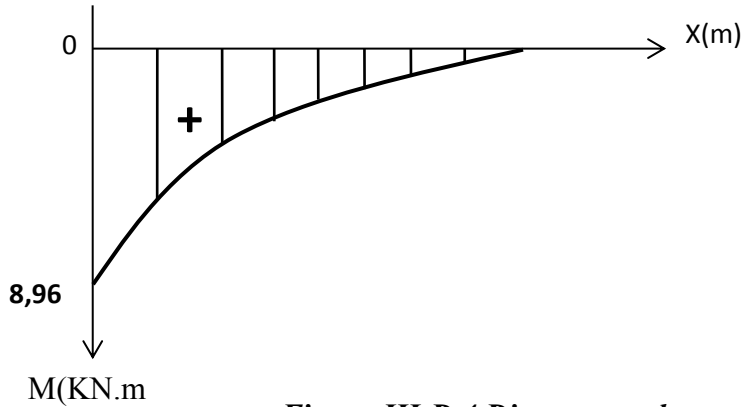
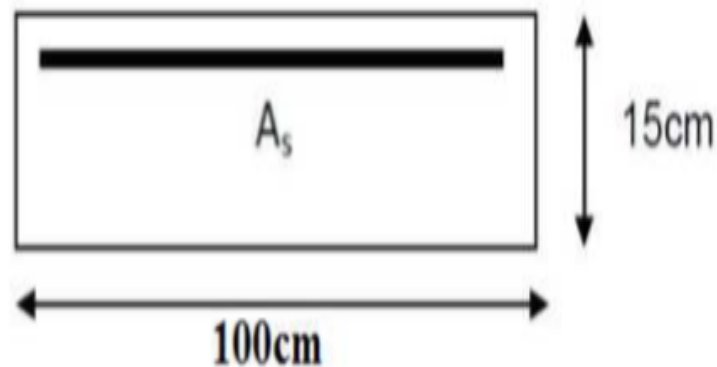


Figure-III-D.4 Diagramme de moment à l'ELS

III-D-4) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{12,48 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0,973} = 2,83 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5,65 cm²** avec **St = 20cm.**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm²** avec un espacement **S_t=20cm**

III-D-4-1) Vérifications à l'ELU

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$$V_u: \text{Effort tranchant} \Rightarrow V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.20 \times 1.35 + 3.08 = \mathbf{19.55 \text{ KN}}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.55 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = \mathbf{0.88 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \Rightarrow \psi_s = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

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

$$D'où : \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{19.55 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

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

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

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

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84}$$

$L_s = 42.25 \text{ cm} \rightarrow$ On adoptera : $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers en H.A (**A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99**) ;

Donc : $L_r = 0.4.L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2, 42/BAEL91 modifié 99) :

- Armatures principales : $St_1 = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $St_2 = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-D-4-2) Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

a) Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 m 99/Art A5.3.2) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

Avec : β en fonction de ρ_1 et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \cdot 13} = 0.434 \rightarrow \beta = 0.859 \rightarrow K_1 = 34.50$

$$\sigma_{st} = \frac{8.96 \cdot 10^6}{5.65 \cdot 10^2 \cdot 0.859 \cdot 130} = 142.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

- $\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).
- $\eta = 1$ Pour les barres rondes lisses (RL).

$\sigma_{st} = 142.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ Conditions vérifiées

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton:[BAEL91/A.4.5,2].....[2]

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} \sigma_s = \frac{1}{34,50} \times 142,01 = 4,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,12 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées}$$

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{400} = 0,015 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies 0,125 > \frac{8,96}{10 \times 8,96} = 0,1 \implies \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

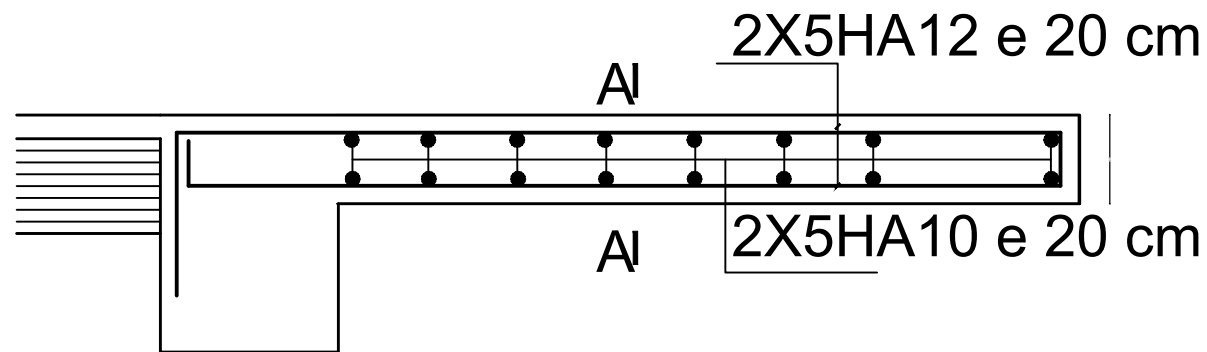
Conclusion:

Les balcons seront ferrailés comme suit :

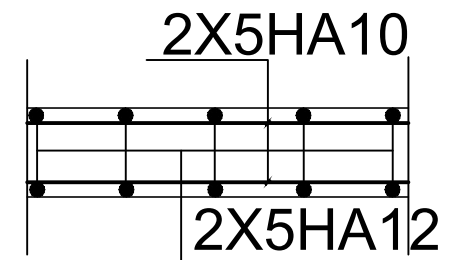
Armature principales : 5HA12 avec e= 20cm.

Armatures secondaire : 5HA10 avec e=20 cm.

Ferrailage dalle pleine $ep = 15\text{cm}$



COUPE A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*
Bouchafa yacine

Ferrailages de
Balcon

Chapitre IV

Modélisation de la Structure

IV.1 Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.2 Définition d'un logiciel de calcul

Logiciel de calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.3 Les étapes de la 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.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ Manuel d'utilisation d'ETABS

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.7.4

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



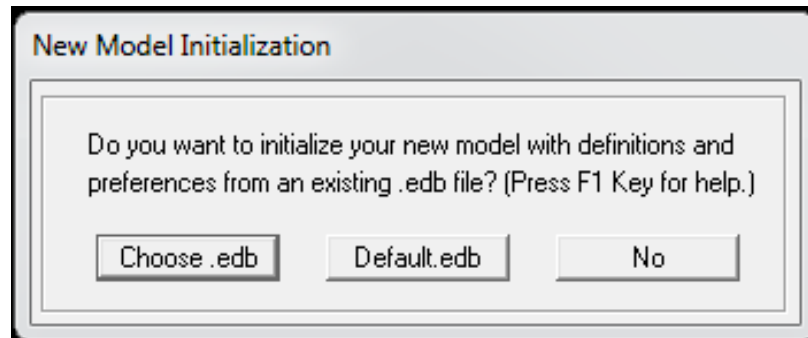
IV.4. Etapes d'introduction des données

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

*Choisir les unités .

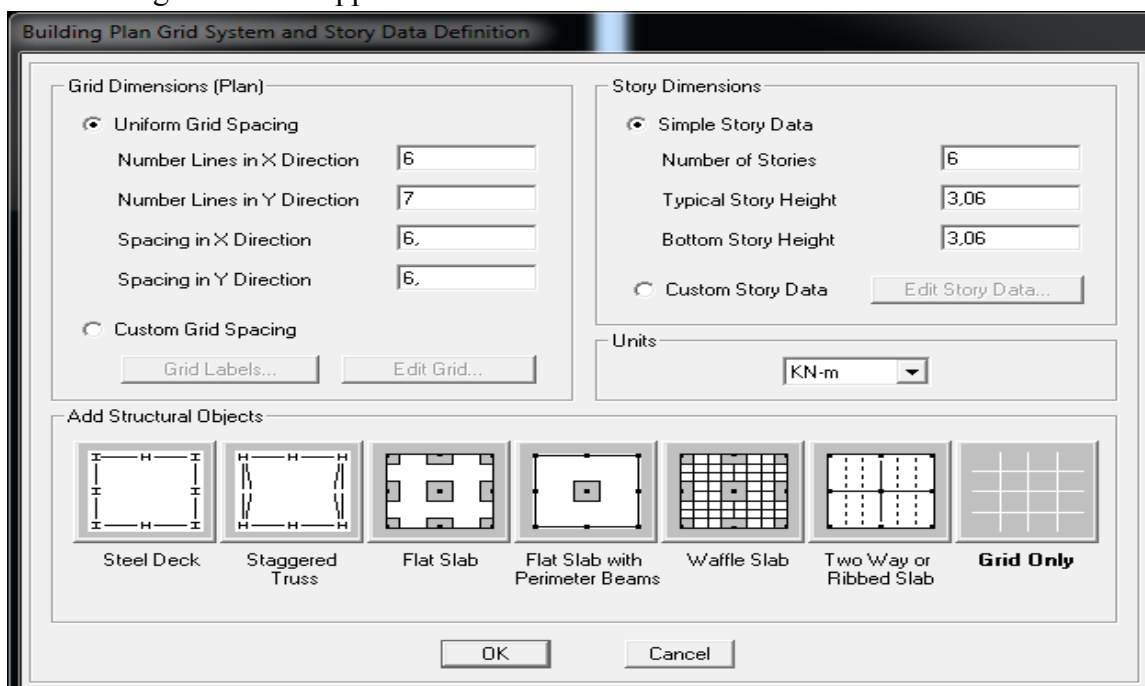
onchoisit l'unité **KN-m**.

*Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



FigureIV.1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boîte de dialogue suivante apparaît :



FigureIV.2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet d'introduire :

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **CustumGridSpacing** et **EditGrid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

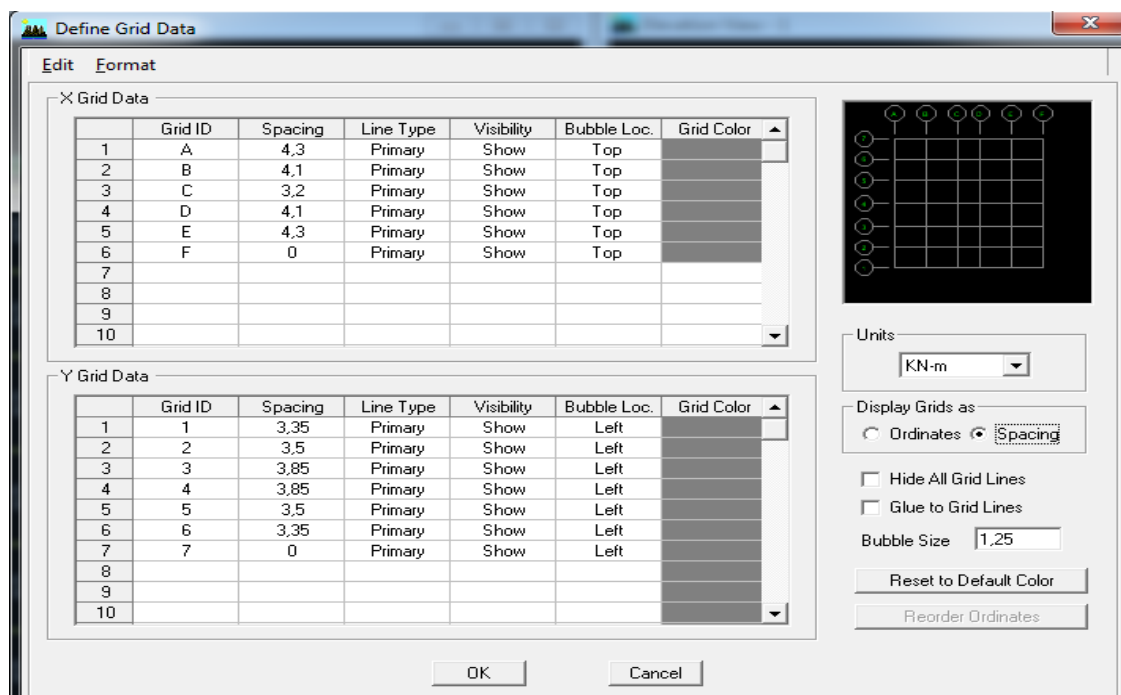


Figure IV.3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig. IV-4).

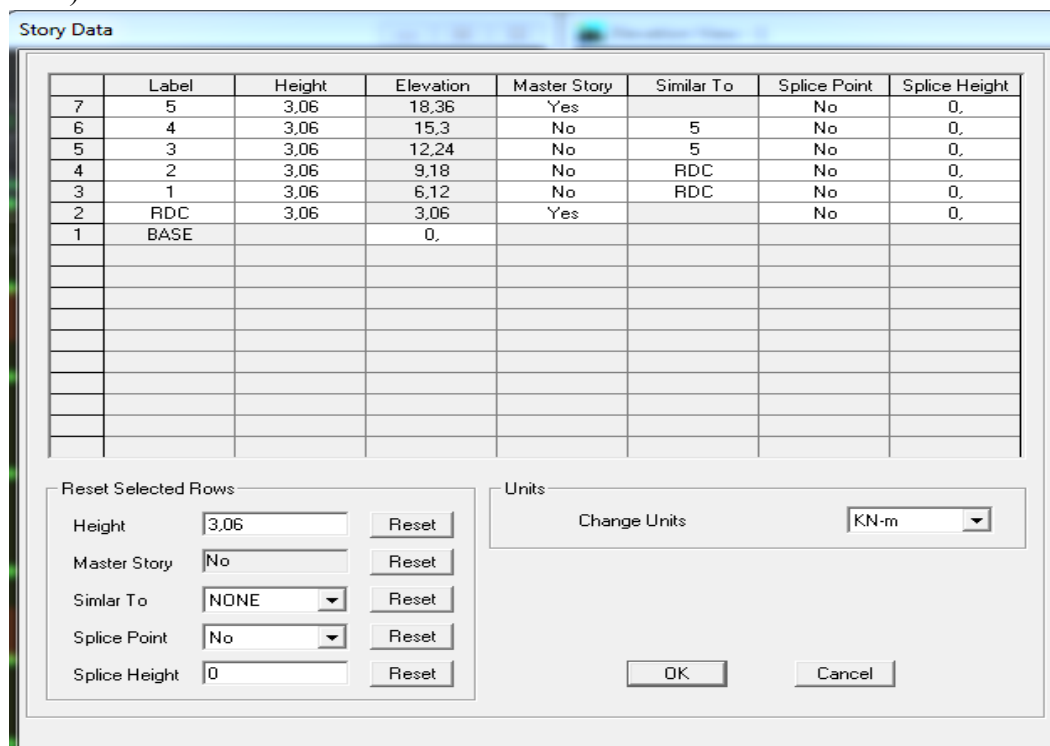



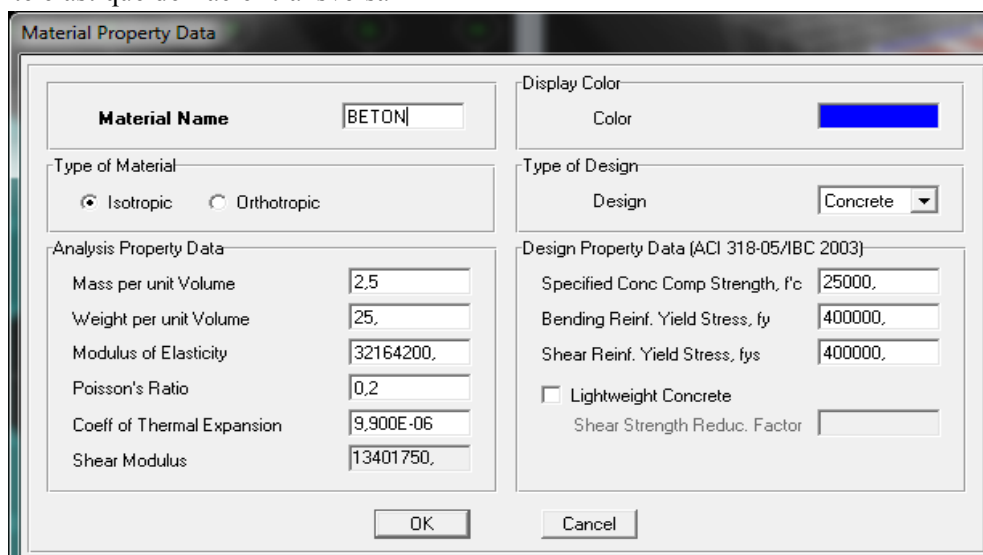
Figure IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

En utilisant le raccourci  suivant :

On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

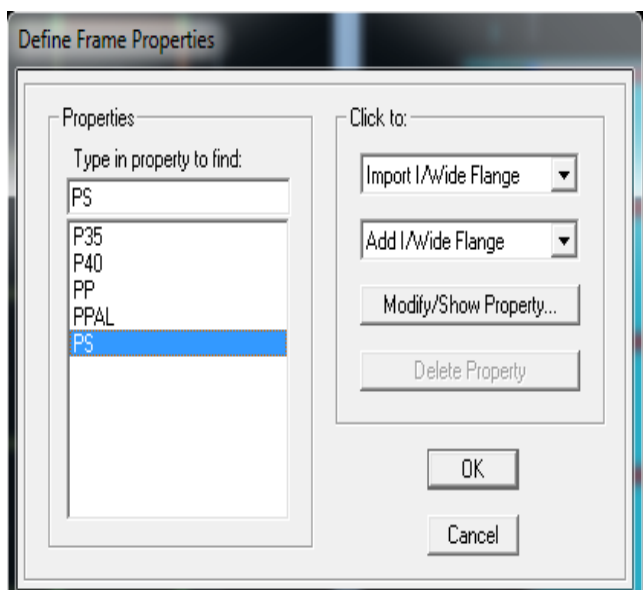


The dialog box is titled "Material Property Data". It contains the following fields and options:

- Material Name:** A text box containing "BETON".
- Display Color:** A color selection box showing a blue swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu showing "Concrete".
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000.
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty text box)
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

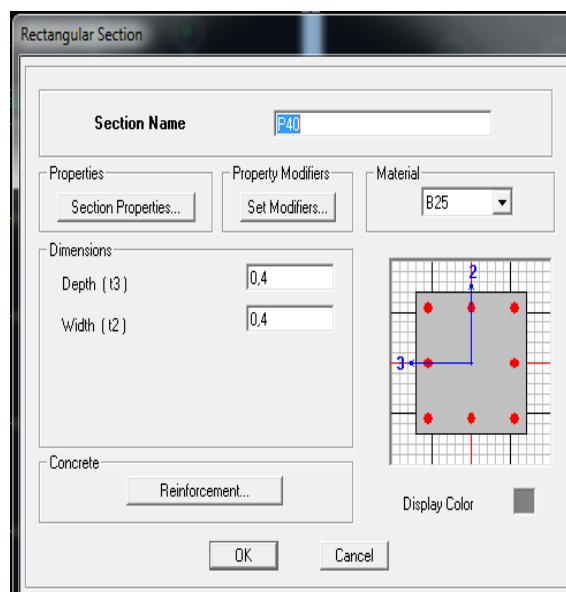
Figure IV.5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :

The dialog box is titled "Define Frame Properties". It contains the following fields and options:

- Properties:** A list box showing "PS", "P35", "P40", "PP", "PPAL", and "PS" (highlighted).
- Type in property to find:** A text box containing "PS".
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange (dropdown)
 - Add I/Wide Flange (dropdown)
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

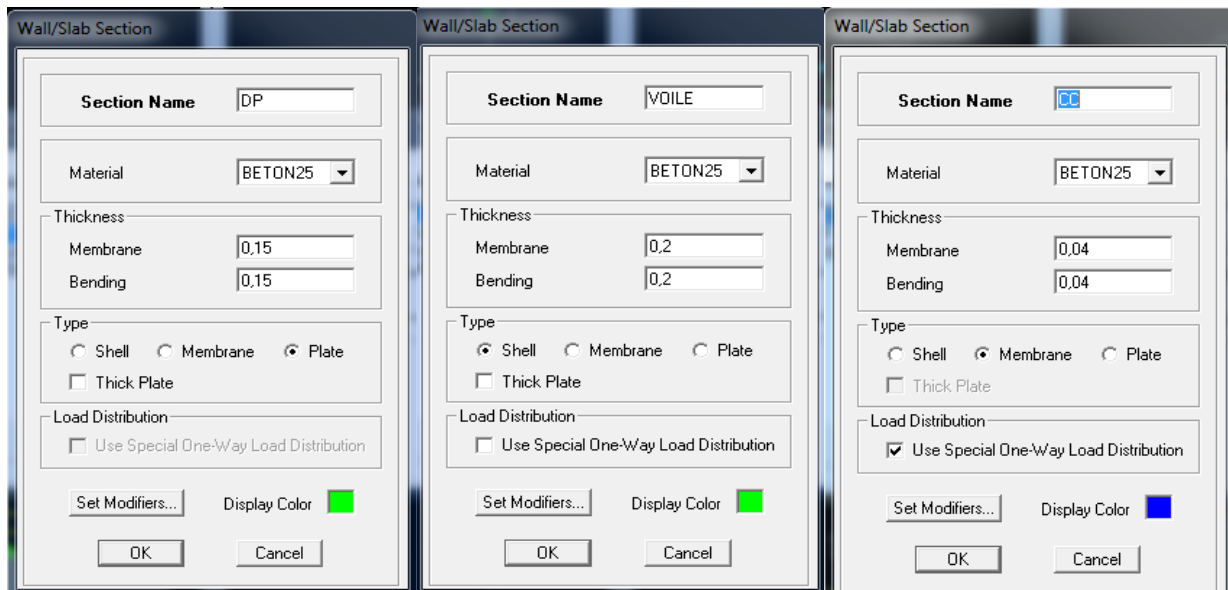


The dialog box is titled "Rectangular Section". It contains the following fields and options:

- Section Name:** A text box containing "P40".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu showing "B25".
- Dimensions:**
 - Depth (t3): 0.4
 - Width (t2): 0.4
- Concrete:** A button labeled "Reinforcement...".
- Display Color:** A color selection box showing a grey swatch.
- Buttons:** "OK" and "Cancel".

Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

- On choisit le menu **Definietwall/slab** au en utilisant le raccourci suivant 






The figure shows three instances of the 'Wall/Slab Section' dialog box, each configured for a different element type:


- DP (Dalle Plancher):** Section Name: DP, Material: BETON25, Thickness: Membrane 0,15, Bending 0,15, Type: Plate (selected), Load Distribution: Use Special One-Way Load Distribution (unchecked).
- VOILE (Voile):** Section Name: VOILE, Material: BETON25, Thickness: Membrane 0,2, Bending 0,2, Type: Shell (selected), Load Distribution: Use Special One-Way Load Distribution (unchecked).
- CC (Chapeau de Colonne):** Section Name: CC, Material: BETON25, Thickness: Membrane 0,04, Bending 0,04, Type: Membrane (selected), Load Distribution: Use Special One-Way Load Distribution (checked).

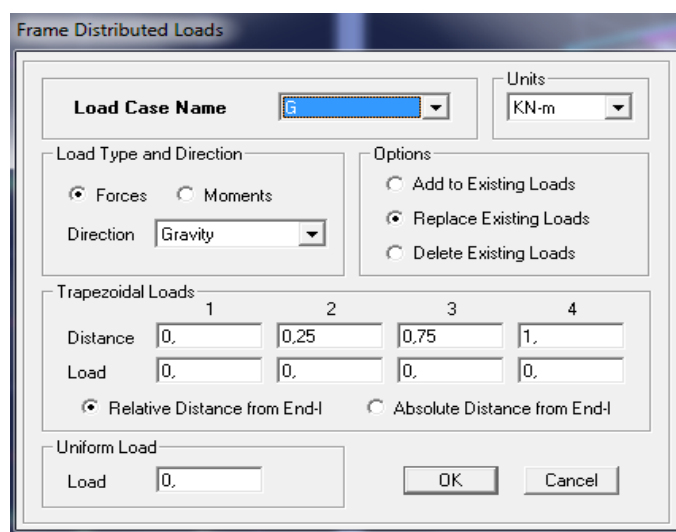
FigureIV.7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

-  Pour les poteaux :
-  Pour les poutres :
-  Pour les dalles et les voiles :

IV.5. Etape de chargement

Pour charger les poutrelles en utilisant le raccourci suivant : 



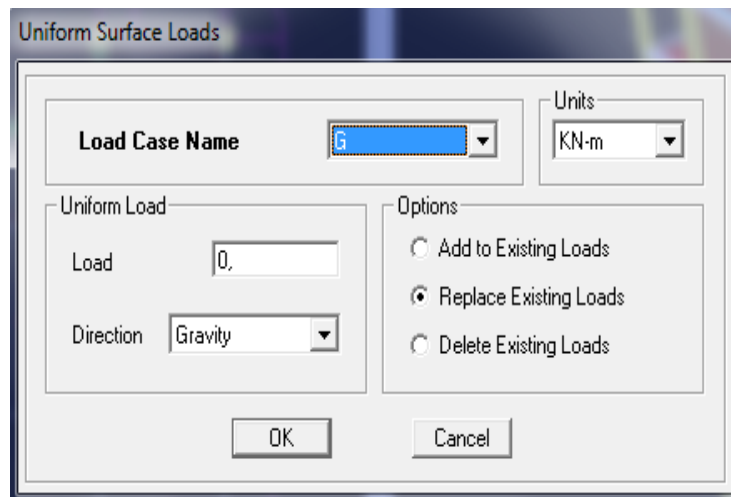
The 'Frame Distributed Loads' dialog box is shown with the following settings:

- Load Case Name:** E
- Units:** KN-m
- Load Type and Direction:** Forces (selected), Direction: Gravity
- Options:** Replace Existing Loads (selected)
- Trapezoidal Loads:**

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,
- Uniform Load:** Load: 0,
- Relative Distance from End-I:** (selected)

FigureIV.8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :

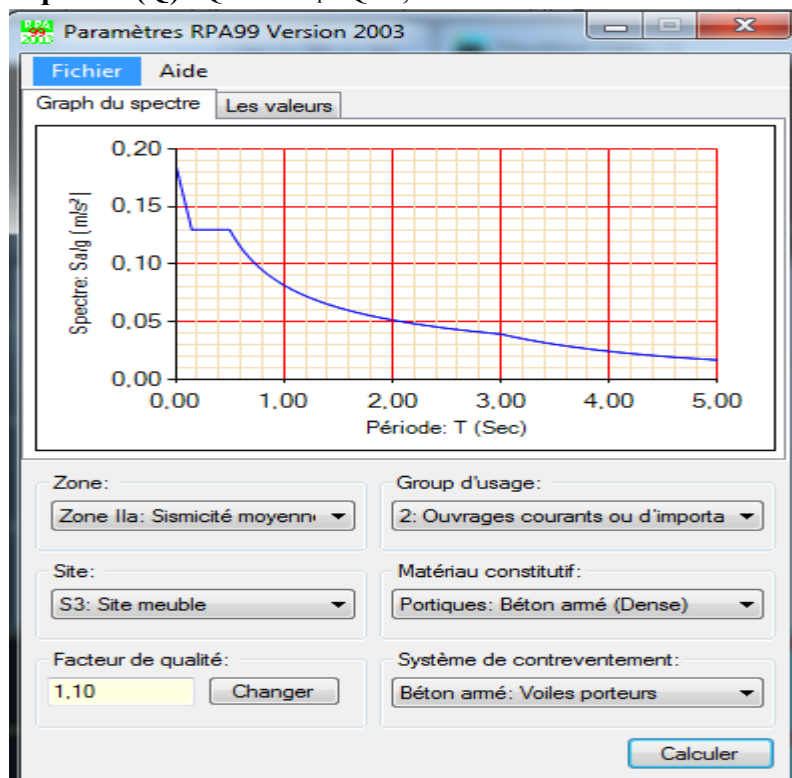


FigureIV.9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

➤ On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- **La zone** : II_a
- **Le groupe d'usage** : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- **Le coefficient de comportement R** : contreventement voile porteur ($R = 3,5$).
- **Le coefficient d'amortissement A** : $A = 8.5$ (Tableau 4.1 RPA 99. V2003).
- **Site** : S3. (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q)**: $Q=1+\Sigma P_q$: $Q=1,20$



FigureIV.10 :Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:

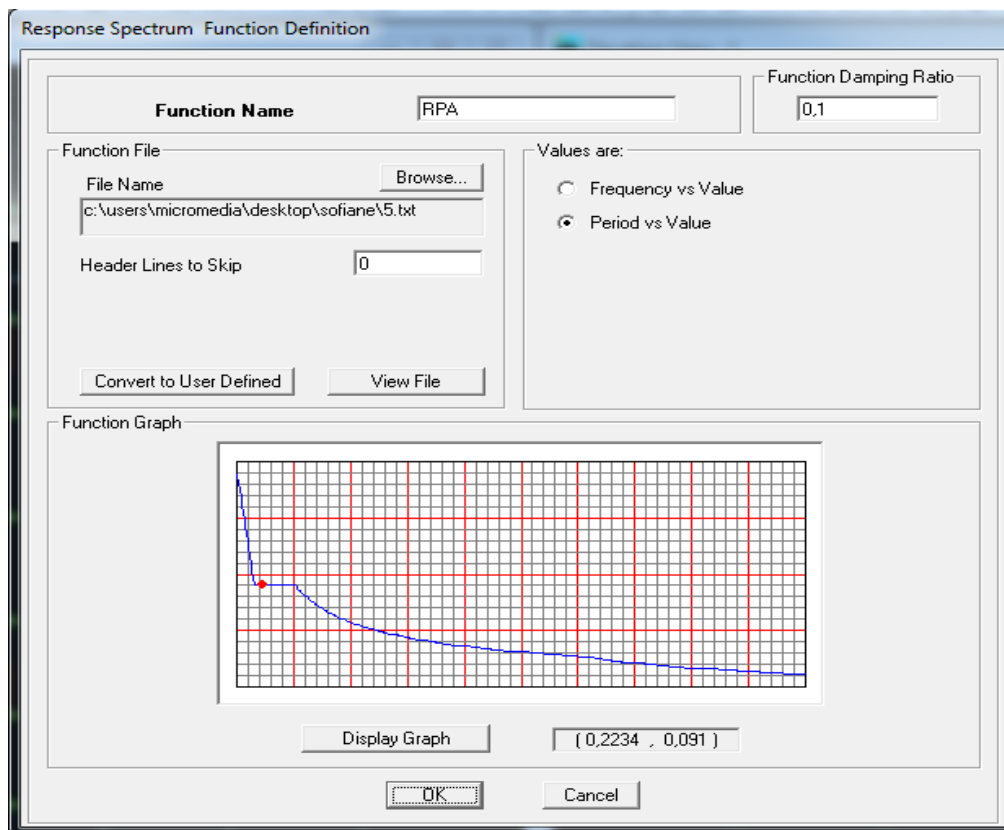
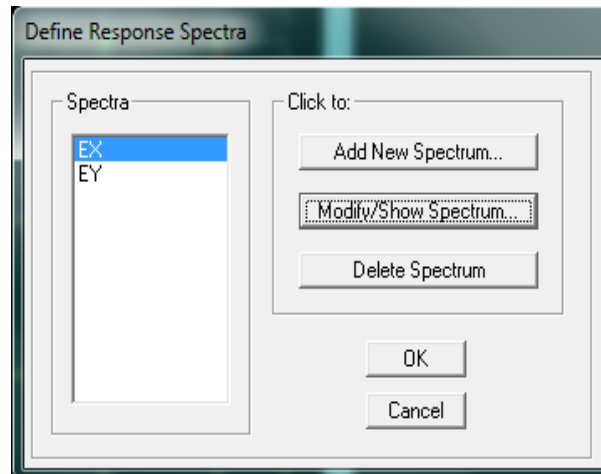


Figure IV.11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



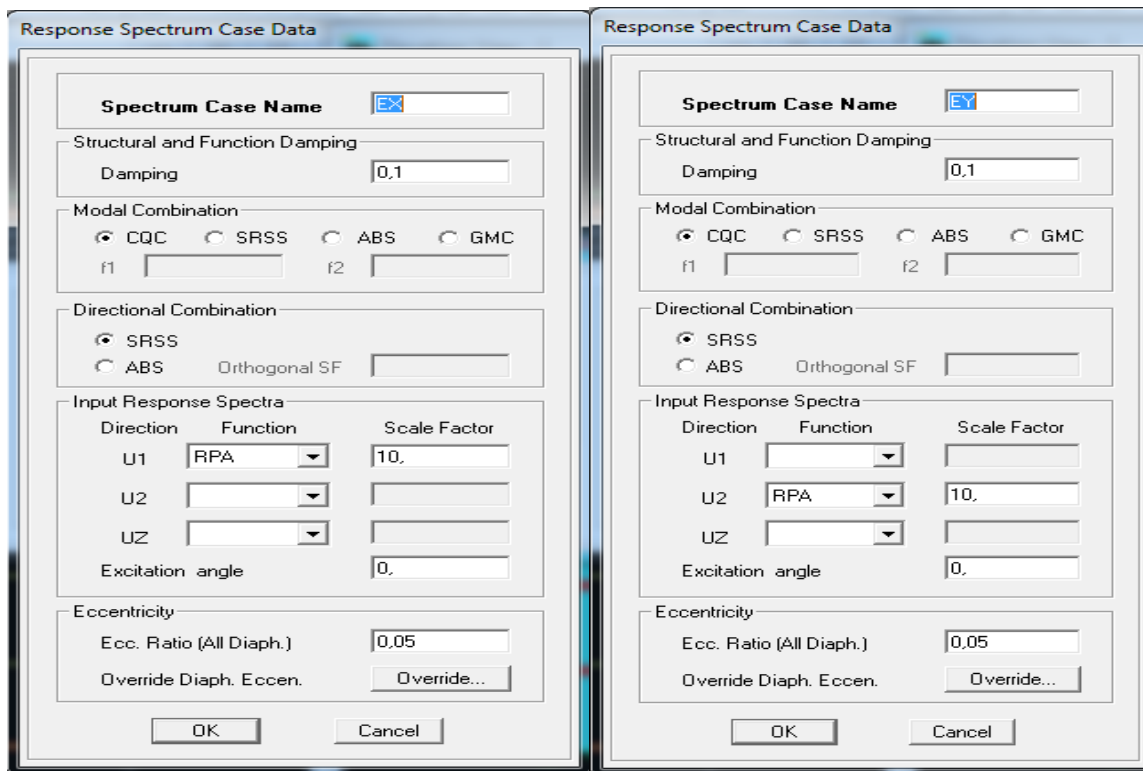



Figure IV.12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant : 

Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre : 

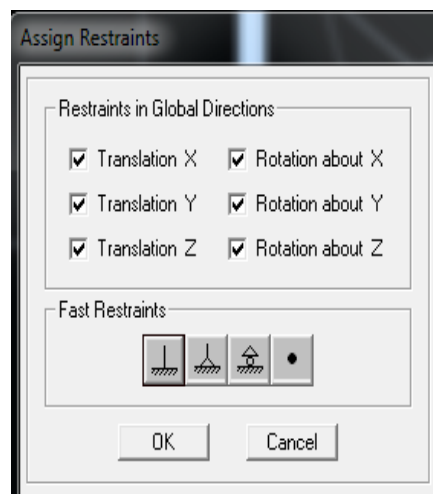


Figure IV.13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci

suitant : 

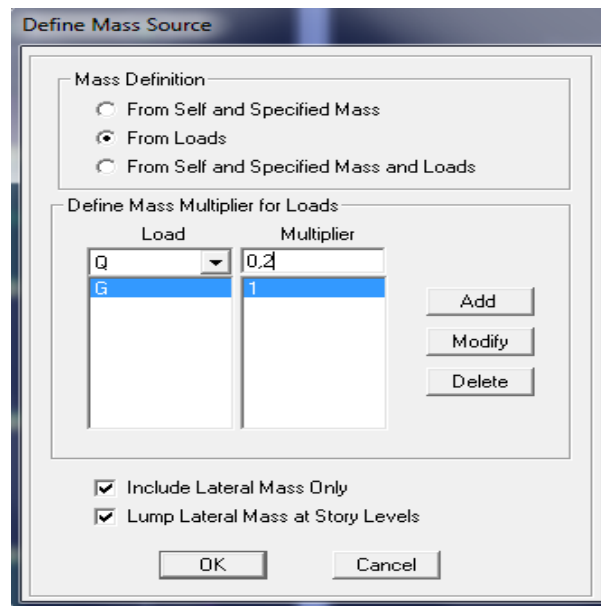


Figure IV.14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

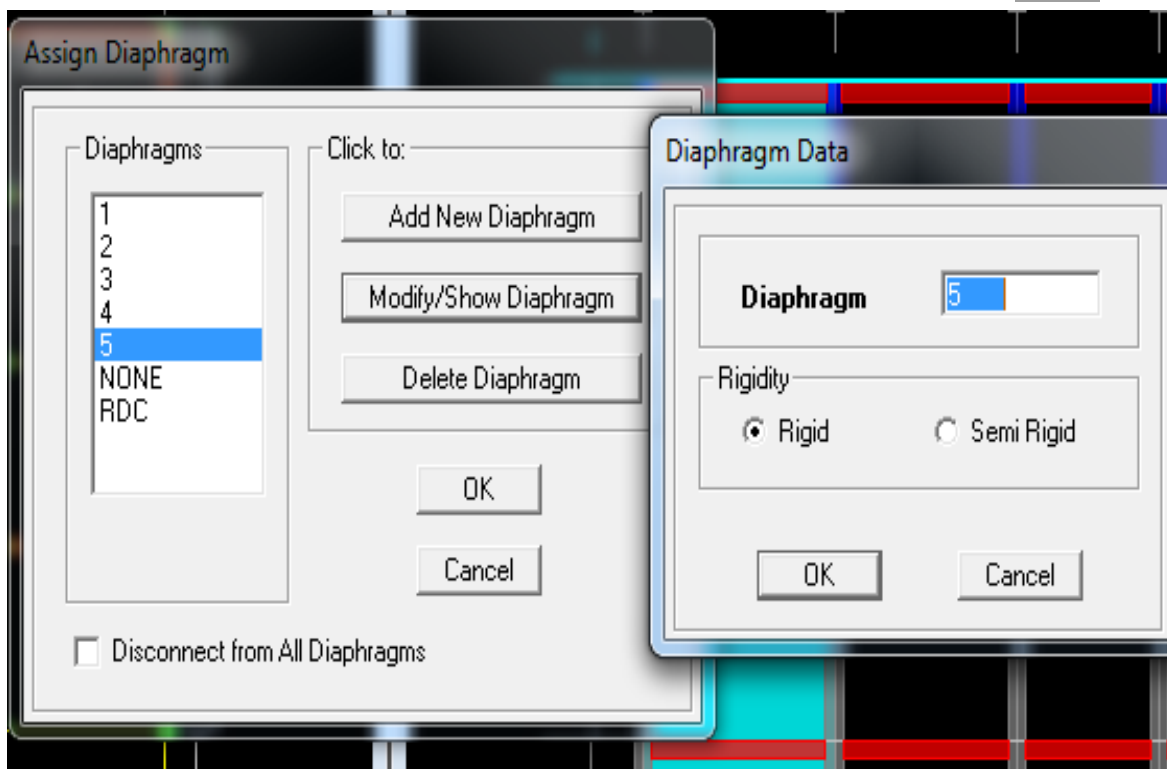


Figure IV.15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

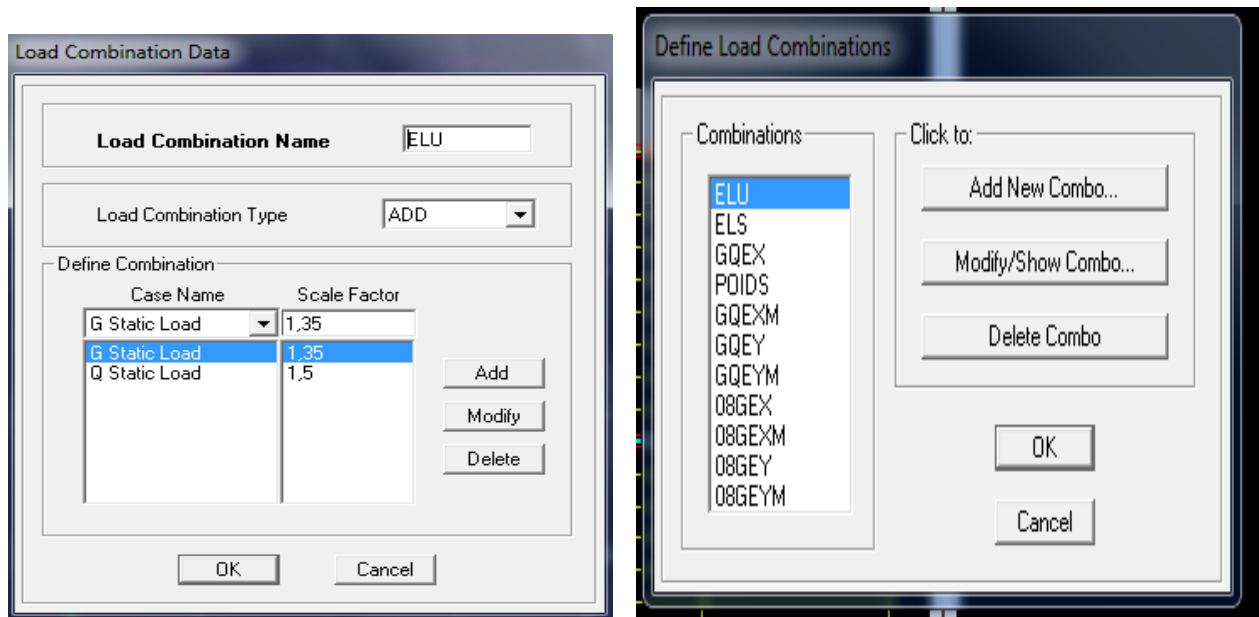


Figure. IV.16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

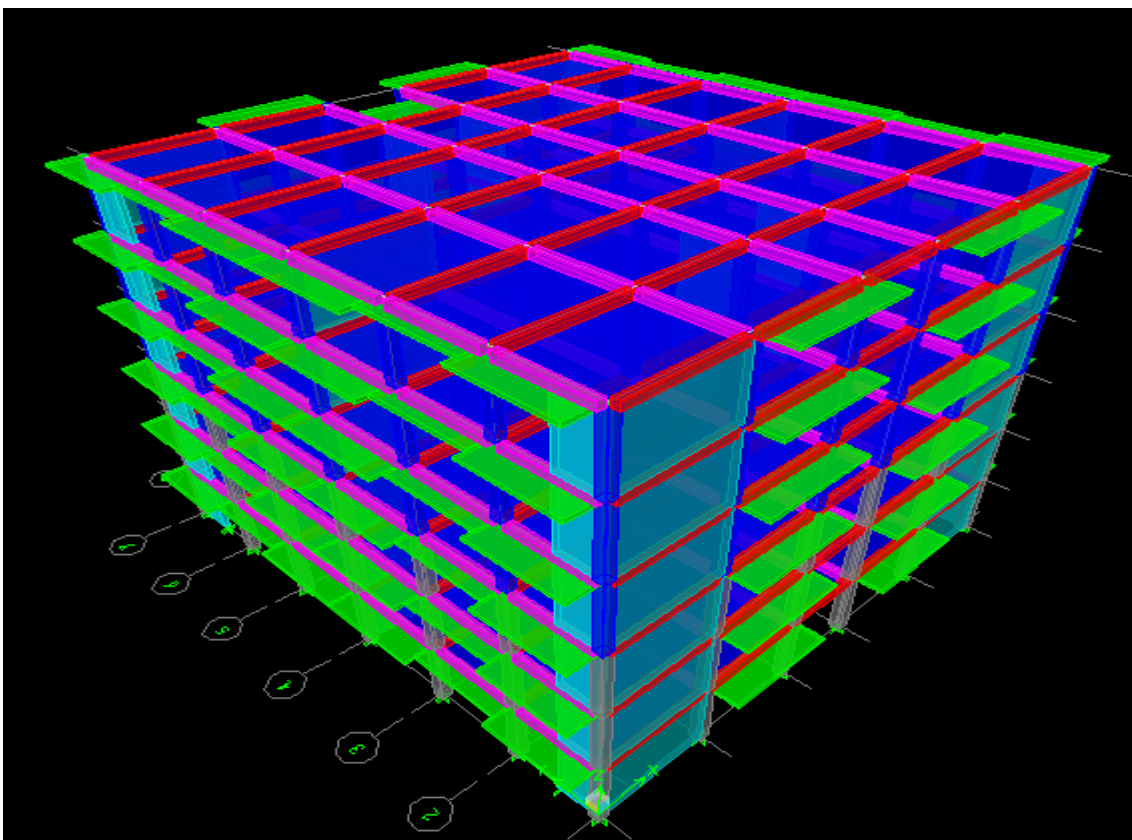


Fig. IV.17 : Vue en 3D de la structure.

Chapitre V

Vérification des Résultats

V-1-Introduction :

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences des mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil.

L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

V-2- Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la Méthode dynamique qui regroupe :
 - ✚ la méthode d'analyse modale spectrale
 - ✚ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car : Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit : Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 28,86 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b)-1-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale : La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V-3-Présentation du logiciel ETABS

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

V-4- Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
4. Définition des charges statiques (G, Q) et introduction du spectre (E)
5. Affectation des charges revenant aux éléments.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
9. Exécution de l'analyse dynamique et visualisation des résultats.

V-5-verification des exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

V-5-1 Vérification de La période « T » :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

a).calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times h_n^{3/4} \text{ (RPA03/Art4.2.4)}$$

T : période fondamentale de la structure

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99. $C_T=0.05$

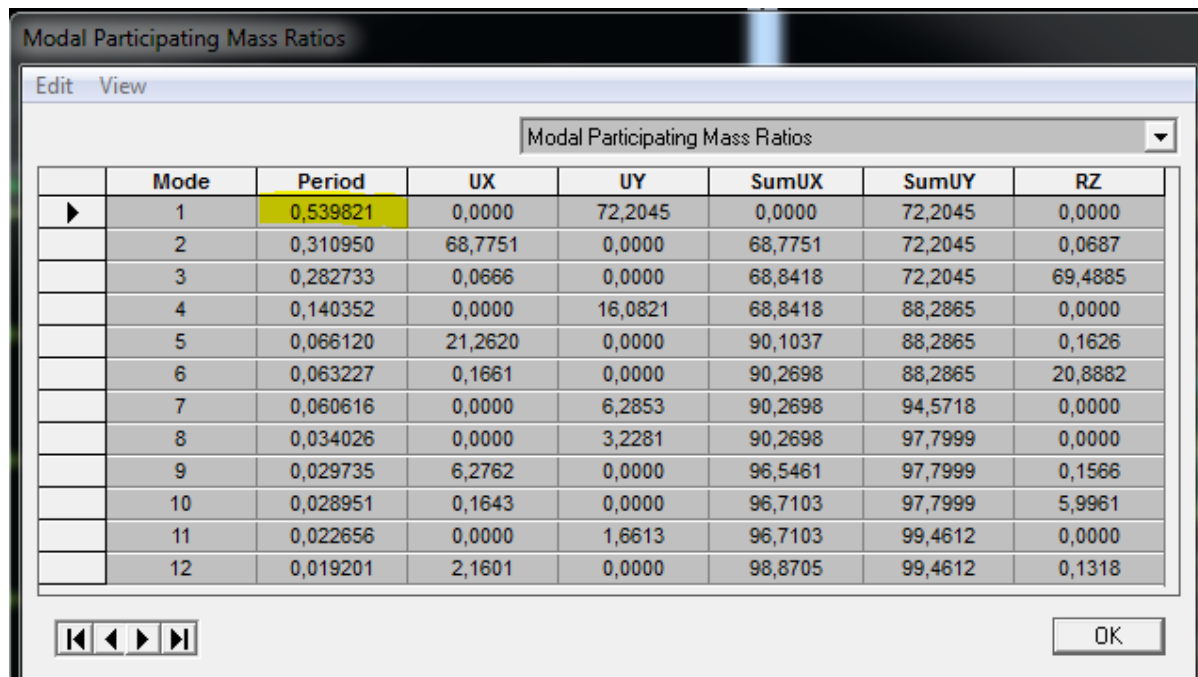
D'où

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 18,36^{(3/4)} = 0.443s$$

b).calcul de la période majorée :

$$T_{\text{emp}} = 1.3 \times T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0,443 = 0.576s$$

b).détermination de la période par le logiciel etabs :



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,539821	0,0000	72,2045	0,0000	72,2045	0,0000
2	0,310950	68,7751	0,0000	68,7751	72,2045	0,0687
3	0,282733	0,0666	0,0000	68,8418	72,2045	69,4885
4	0,140352	0,0000	16,0821	68,8418	88,2865	0,0000
5	0,066120	21,2620	0,0000	90,1037	88,2865	0,1626
6	0,063227	0,1661	0,0000	90,2698	88,2865	20,8882
7	0,060616	0,0000	6,2853	90,2698	94,5718	0,0000
8	0,034026	0,0000	3,2281	90,2698	97,7999	0,0000
9	0,029735	6,2762	0,0000	96,5461	97,7999	0,1566
10	0,028951	0,1643	0,0000	96,7103	97,7999	5,9961
11	0,022656	0,0000	1,6613	96,7103	99,4612	0,0000
12	0,019201	2,1601	0,0000	98,8705	99,4612	0,1318

Tableau V.5.1 : Justification de la période

$$T_{\text{etabs}} = 0,639s < T_{\text{emp}} = 0,576s$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (Majorée). → **La période est vérifiée.**

V.5.2. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque 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.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,539821	0,0000	72,2045	0,0000	72,2045	0,0000
2	0,310950	68,7751	0,0000	68,7751	72,2045	0,0687
3	0,282733	0,0666	0,0000	68,8418	72,2045	69,4885
4	0,140352	0,0000	16,0821	68,8418	88,2865	0,0000
5	0,066120	21,2620	0,0000	90,1037	88,2865	0,1626
6	0,063227	0,1661	0,0000	90,2698	88,2865	20,8882
7	0,060616	0,0000	6,2853	90,2698	94,5718	0,0000
8	0,034026	0,0000	3,2281	90,2698	97,7999	0,0000
9	0,029735	6,2762	0,0000	96,5461	97,7999	0,1566
10	0,028951	0,1643	0,0000	96,7103	97,7999	5,9961
11	0,022656	0,0000	1,6613	96,7103	99,4612	0,0000
12	0,019201	2,1601	0,0000	98,8705	99,4612	0,1318

Tableau V.5.2: Justification des masses participantes.

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

-Dans le sens de translation suivant X-X : 9^{ème} mode.

-Dans le sens de translation suivant Y-Y : 9^{ème} mode.

Donc le nombre de modes à retenir est de 7 modes de vibrations.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,539821	0,0000	72,2045	0,0000	72,2045	0,0000
2	0,310950	68,7751	0,0000	68,7751	72,2045	0,0687
3	0,282733	0,0666	0,0000	68,8418	72,2045	69,4885
4	0,140352	0,0000	16,0821	68,8418	88,2865	0,0000
5	0,066120	21,2620	0,0000	90,1037	88,2865	0,1626
6	0,063227	0,1661	0,0000	90,2698	88,2865	20,8882
7	0,060616	0,0000	6,2853	90,2698	94,5718	0,0000
8	0,034026	0,0000	3,2281	90,2698	97,7999	0,0000
9	0,029735	6,2762	0,0000	96,5461	97,7999	0,1566
10	0,028951	0,1643	0,0000	96,7103	97,7999	5,9961
11	0,022656	0,0000	1,6613	96,7103	99,4612	0,0000
12	0,019201	2,1601	0,0000	98,8705	99,4612	0,1318

Tableau V.5.4 : le pourcentage des translations selon x et y

- ❖ Les 1^{ère} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Justification vis-à-vis 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).

1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

○ Voiles et portiques :

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EX

Voile uniquement :

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1992,83	1919,93	96,34	3,66

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -0,8116 Y: 0

End Point X: 22,9212 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 11,0548 Y: 1,7881 Z: 0 Angle: 359,7145

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	9,0986	1825,9338	4,137E-12
Moment	0,	0,	0,	23974,5775	119,4643	4910,1802

Close Refresh

Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -0,8116 Y: 0

End Point X: 22,9212 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 11,0548 Y: 1,7881 Z: 0 Angle: 359,7145

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	7,9333	1569,4329	32,9273
Moment	0,	0,	0,	7619,0787	76,7877	4524,1095

Close Refresh

Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1825,93	1569,43	85,95	14,05

2. Forces verticales :

Figure V.3 : Charges verticales reprises par la structure

Voile uniquement :

Figure V.4 : Charges verticales reprises par les voiles

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
ELU	42715,23	15278,038	35,77	64,23

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les étages les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris $R=3.5$ d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

V.5.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 / Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 du RPA})$$

❖ Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

- **A**: coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V.5.5: Récapitulatif des valeurs de A

Pour notre cas on a :

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

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D** : fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA}).$$

- **T_2** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.
 $T_2 = 0,50s$ (site meuble).

Dans notre cas : $T_2 = 0,5s \leq T_{etabs} = 0.539s \leq 3s$. Donc $D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

- **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\xi = 10 \%$$

$$\eta = 0.763 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,5}{0,539}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,43.$$

• **Facteur de qualité Q :**

D'après le tableau (Tableau Fig. IV-2-1-e2) du (chapitre IV) ; tableaux représentatif des valeurs des pénalités P_q .

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q = 1 + \sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Oui
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Non
4. Régularité en élévation	0	0,05	Oui
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q = 1 + \sum P_q$	1,10		

Après les vérifications : **$Q = 1.10$**

Wle poids total de la structure :

$$W = 28238,70 \text{ KN}$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles. Donc : **$R = 3,5$**

- **Calcul de V statique :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,1}{3,5} \times 28238,70 = 1903,69 \text{ kN}$$

Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	2	U1	1744,35	0,00	0,00	0,000	24561,171	-18519,983
	EX	3	U1	1,69	0,00	0,00	0,000	24,055	-17,945
	EX	4	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	5	U1	857,59	0,00	0,00	0,000	2932,566	-9089,678
	EX	6	U1	6,79	0,00	0,00	0,000	23,407	-71,997
	EX	7	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	9	U1	294,20	0,00	0,00	0,000	586,518	-3126,878
	EX	10	U1	7,73	0,00	0,00	0,000	15,405	-82,104
	EX	11	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	12	U1	105,65	0,00	0,00	0,000	130,220	-1118,904
	EX	All	All	1992,96	0,00	0,00	0,000	24801,834	21152,825
	EY	1	U2	0,00	1731,07	0,00	-23922,927	0,000	17310,666
	EY	2	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	4	U2	0,00	433,84	0,00	-1009,496	0,000	4338,380
	EY	5	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	7	U2	0,00	260,27	0,00	-657,043	0,000	2602,654
	EY	8	U2	0,00	148,98	0,00	-231,312	0,000	1489,795
	EY	9	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	10	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	11	U2	0,00	80,17	0,00	-117,112	0,000	801,674
	EY	12	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	All	All	0,00	1825,96	0,00	23974,875	0,000	18259,564

Tableau V.5.6 : récapitulatif des efforts tranchants calculé à la base avec le logiciel

La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : **$V_{xdy} = 1992,96 \text{ kN}$**

La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : **$V_{ydy} = 1825,96 \text{ kN}$**

On doit vérifier que : **$V_{dy} > 80\% V_{st}$**

Sens x-x :

$$80\% V_{xst} = 0,8 \times 1903,69 = 1522,95 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1992,96 \text{ KN} > 80\% V_{xst} = 1522,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$$80\% V_{yst} = 0,8 \times 1903,69 = 1522,95 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 1825,96 \text{ KN} > 80\% V_{yst} = 1522,95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les efforts tranchant à la base sont vérifiés.

V.5.4. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux : (RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

Niveau	Section	L'effort (KN)	v	observation
RDC/ET2	40x40	1064,43	0,266	cv
ET3/ET5	35x35	521,68	0,130	cv

Tableau V5.7 : Vérifications sous sollicitations normales (Effort normal réduit)

V.5.5. Vérification des déplacements :

a). Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots (\text{RPA 99 formule 4-19}).$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques **Fi**.
- **R** : Coefficient de comportement Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

➤ **justification vis-à-vis des déformations :**

D'après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. $\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$.

Story	Diaphragm	UX	$\delta k - \delta k-1$	UY	$\delta k - \delta k-1$	h_e	$1\% h_e$	Observation
5	5	0,0032	0,0007	0,0088	0,0016	306	3,06	Condition vérifiée
4	4	0,0025	0,0007	0,0072	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
3	3	0,0018	0,0006	0,0055	0,0018	306	3,06	Condition vérifiée
2	2	0,0012	0,0006	0,0037	0,0017	306	3,06	Condition vérifiée
1	1	0,0006	0,0004	0,002	0,0014	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0002	0,0002	0,0006	0,0006	306	3,06	Condition vérifiée

V.5.6.Verification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure:

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : hauteur de l'étage k.

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

			Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
STORY	P _K (kN)	h _K	Δ _K	V _K (m)	V _K × h _K	θ(x)	Δ _K	V _K (m)	V _K × h _K	θ(x)
5	4873,52	3,06	0,0007	700,58	2143,77	0,002	0,00	599,64	1834,90	0,004
4	9474,26	3,06	0,0007	1110,45	3397,98	0,002	0,00	1016,54	3110,61	0,005
3	14075	3,06	0,0006	1394,85	4268,24	0,002	0,00	1344,83	4115,18	0,006
2	18796,23	3,06	0,0006	1640,7	5020,54	0,002	0,00	1582,54	4842,57	0,007
1	23517,47	3,06	0,0004	1851,13	5664,46	0,002	0,00	1738,53	5319,90	0,006
RDC	28238,7	3,06	0,0002	1992,96	6098,46	0,001	0,00	1825,96	5587,44	0,003

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés.

5.7. Vérification de l'excentricité :

Définition :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

a). Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite «accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.L_x$**RPA2003-Art4.2.7.**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $e_x = X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%L_x$
 Suivant le sens Y-Y (ey) : On vérifie que : $e_y = Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\%L_y$ } **RPA2003-Art4.3.7.**

b). Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules Suivantes

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	0,05Lx	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05Ly
RDC	RDC	10	10	0	1	10,611	10,698	-0,087	1,07
1	1	10	10	0	1	10,611	10,694	-0,083	1,07
2	2	10	10	0	1	10,61	10,69	-0,08	1,07
3	3	10	10	0	1	10,608	10,687	-0,079	1,07
4	4	10	10	0	1	10,608	10,685	-0,077	1,07
5	5	10	10	0	1	10,634	10,684	-0,05	1,07

TableauV.5.11 : Vérification de l'excentricité théorique.

V.6.Conclusion : Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

Chapitre VI

Calcul des éléments structuraux

VI.1. Les poutres

VI.1.1.Introduction :

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux ou incliné non exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple ou flexion composé en considérant un état de fissuration non préjudiciable.

Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

1,35 G + 1,5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99 version 2003)
0,8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99 version 2003)

VI.1.2. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

1) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA99 version 2003)

	% Minimal d'armatures $A_{min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ [cm ²]
Poutre principale (25x35)	4.375	35	52.50
Poutre secondaire (25x35)	4.375	35	52.50

Tableau VI.1. : Les exigences de l'RPA 99 version 2003 par rapport à l'armature longitudinale

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2/ RPA version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) \quad \Rightarrow \quad \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{Zone courante}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \end{cases}$$

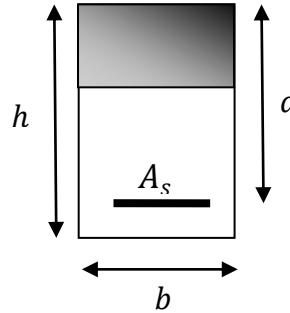
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

▪ **1^{er} cas** : $\mu \leq \mu_l = 0,392$

La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$).

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

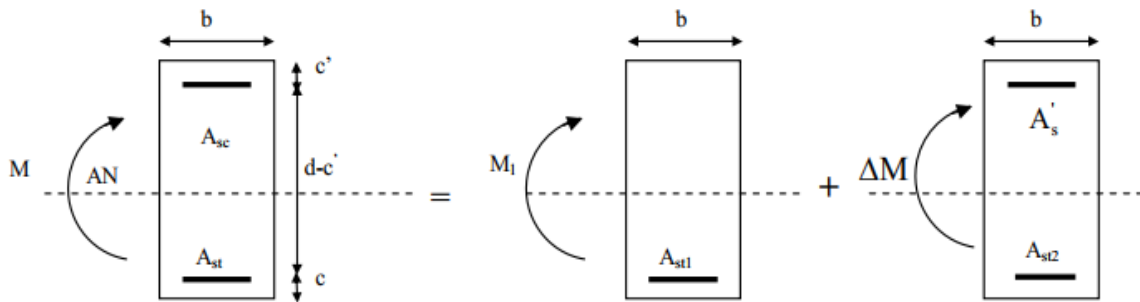
$$\begin{cases} A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



▪ **2^{er} cas** : $\mu > \mu_l = 0,392$

La section est doublement armée (**S.D.A**)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\begin{cases} M_u = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Armature tendues : $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Avec :

$$\begin{cases} A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

VI.1.3. Calcul du ferraillage a ELU :

1) Armatures longitudinales :

	Localisation		Moments (KN.m)	μ	Obs	β	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutre Principale	Travée	ELU	58,217	0,155	SSA	0,915	4,545	2,187 5	3HA14	4,62
	Appuis	GQEX	91,843	0,245	SSA	0,856	8,253	2,187 5	3HA14+3 HA14	9,23
Poutre Secondaire	Travée	ELU	32,157	0,086	SSA	0,955	2,590	2,188 5	3 HA14	4,62
	Appuis	GQEY	55,59	0,148	SSA	0,919	4,321	2,189	3 HA14	4,62

Tableau VI.2 : Calcul Armature Longitudinale à l'ELU.

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2/ RPA99 version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Zone courante}$$

Section [cm ²]	zone	BEAL			RPA		Section Aadopté			
		ϕ Cm	S_t Cm	A_{tMin} Cm ²	S_t Cm	A_t Cm ²	ϕ_{mm}	S_{tMin} Cm ²	Ferraillage	A_{adp} Cm ²
Poutre principale (25x35)	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (25x35)	nodale	0,8	25	0,625	7	0,525	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,125		15	4 HA8	2,01

Tableau VI.3. Calcul Armature transversale à l'ELU.

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus d'un appui ou d'un encastrement.

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : hauteur de la poutre

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres principales de } (25 \times 35)$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres secondaires de } (25 \times 35)$$

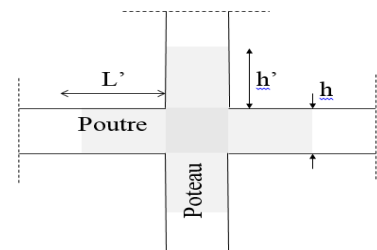


Fig VI.2 : délimitation de la zone nodale

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL 91 version 99)

Pour les poutres principales (25×35)

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,973 \text{ cm}^2.$$

	Localisation	A_{st}^{\min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	Travée	0,9735469	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,9735469	9,23	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	0,9735469	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,9735469	4,62	Condition vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de la condition de non fragilité

2) Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1/BAEL 91 version 99)

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

Poutres	Effort tranchant(KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Observation
Poutre principale	82,45	25	32,5	0,101	2,5	Condition vérifiée
Poutre secondaire)	122,36	25	32,5	0,151	2,5	Condition vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification au cisaillement

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1 .3/BAEL 91 version 99)

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

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

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$

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

Où :

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{151,43 \times 10^3}{0,9 \times 425 \times 263,76} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Poutres	Ferraillage	Tu	d	$\sum u(\text{mm})$	$\tau_{se}(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_{se}(\text{MPa})$	Observation
Poutre principale	3HA14+3HA14	82,45	32,5	263,76	0,011	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire	3HA14	122,36	32,5	131,88	0,032	3,15	Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de l'adhérence des barres

4) Ancrage des barres (Art. A.6.1.2 / CBA93) :

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

$$l_s = 35\phi$$

✓ Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49$ cm

✓ Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1,2 = 42$ cm

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

✓ Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6$ cm.

✓ Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm

Donc $L_c = 20$ cm

5) Influence de l'effort tranchant :

➤ **Au niveau des appuis (Art A.5.1.312/BAEL 91 version 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u + \frac{M^a}{0,9d} < 0$

<i>Poutres</i>	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (cm)	$0,9 \times d$	$T_u + \frac{M^a}{0,9d}$	<i>Observation</i>
<i>Poutre principale</i>	82,45	91,843	0,325	0,2925	-231,543	Condition vérifiée
<i>Poutre secondaire</i>	122,36	55,59	0,325	0,2925	-67,691	Condition vérifiée

Tableau VI.7 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313 /BAEL 91 version 99)**

$$\frac{2T_u}{0,9db} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

<i>Poutres</i>	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	<i>Effort tranchant</i> (KN)	T (KN)	<i>Observation</i>
<i>Poutre principale (25x35)</i>	25	32,5	25	1,5	82,45	487,5	Condition vérifiée
<i>Poutre secondaire (25x35)</i>	25	32,5	25	1,5	122,36	487,5	Condition vérifiée

Tableau VI.8: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

VI.1.5. Vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99)

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

La contrainte de compression du béton et de l'acier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

	Localisation	M_s^{max} [kN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	σ_{st}	k_1	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Poutre Principale	Travée	23,51	4,62	0,569	0,888	0,176	29,64	5,95	15	Condition vérifiée
	Appuis	40,56	9,23	1,136	0,854	0,158	19,25	8,22	15	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	17,79	4,62	0,569	0,888	0,133	29,64	4,50	15	Condition vérifiée
	Appuis	31,52	4,62	0,569	0,888	0,236	29,64	7,98	15	Condition vérifiée

Tableau VI.9: vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

3) Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5/ BAEL 91 révisées 99) :

Les valeurs de la flèche seront extraire à partir du logiciel ETABS

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec \bar{f} : la flèche admissible.

L : la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

Les résultats de la flèche sont dans le tableau suivant :

	f (RSA)	\bar{f}		Observation
		L [cm]	\bar{f}	
Poutre Principale	0,097	430	0,86	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	0,031	385	0,77	Condition vérifiée

Tableau VI.10 : Vérification de la flèche Pour les poutres

La flèche est vérifiée pour tous les poutres

VI.2. Les poteaux :

VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

1,35 G + 1,5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99 version 2003)
0,8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99 version 2003)

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	γ_s	$F_e [MPa]$	$\sigma_s [MPa]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, en tenant compte des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

VI.2.2. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

1) Armatures longitudinales : (Art 7.4.2 /RPA99 version 2003)

D'après l'article 7.4.2 du RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0,8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante.
- Le pourcentage maximal est de 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur de recouvrement minimal est de 40ϕ zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites en dehors des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

$b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau.

h_e : La hauteur du poteau.

$b; d$: Les dimensions de la section transversale de la poutre.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
40X40	12,8	64	96
35X35	9,8	49	73,5

Tableau VI.11 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

2) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/ RPA 99 version 2003)

✓ Les armatures transversales sont calculées comme suite :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \quad \text{avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec : l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales

➤ Zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II

➤ Zone courante : $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées $> 12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

3) La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI.2.3. Calcul du ferraillage des poteaux :

Nous allons ferrailler par zone, on a subdiviser les poteaux en trois zone :

- **Zone I** : RDC, 2^{ème} étage
- **Zone II** : Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage.

Les calculs sont faits manuellement et ils sont vérifiés à l'aide du logiciel SOCOTEC

The screenshot shows the SOCOTEC software interface. The 'Hypothèses' tab is active. Key input fields include:

- Matériaux**: f_{ct} = 25 MPa, f_e = 500 MPa, Coeff. acier/béton n = 15.
- Calcul aux ELU**: Effort normal N_u = 1065,43 kN, Moment fléchissant M_u = 0,98 kN.m.
- Sections d'armatures**: supérieures = 14,19 cm², inférieures = 12,31 cm².
- Géométrie**: Largeur b = 40 cm, Hauteur h = 40 cm.

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{Inf} cm^2	A_{Sup} cm^2	A_{min} cm^2	e	A_{ad} cm^2
RDC	40 x 40	N_{max}	1065,43	M_{corr}	0,98	ELU	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
		N_{min}	297,71	M_{corr}	5,917	0.8G+EX	SEC	0	0			
		M_{max}	518,92	N_{corr}	57,389	ELU	SEC	0	0			
5 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	521,68	M_{corr}	3,404	ELU	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,31
		N_{min}	55,72	M_{corr}	1,141	0.8+G+EX	SEC	0	0			
		M_{max}	113	N_{corr}	48,699	ELU	SPC	0	3,16			

V.2.4. Vérification des exigences de l'RPA 99 version 2003) :

1) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/ RPA 99 version 2003) :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25cm$
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone IIa .
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64$ cm.
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56$ cm.

2) Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2/ RPA 99 version 2003):

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} \quad (7.1/ \text{RPA 99 version 2003})$$

- ✓ Espacement des armatures transversales
- Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\emptyset ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm}) = \min (14; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm}.$$

- Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$.

$$S_t \leq \min (15 \emptyset) = \min (15 \times 1,4) \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

\emptyset : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 m	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm ²)	A_t zone courante (cm ²)	A_{ad}
(40 × 40)	38,54	0,4	0,4	3,06	10	15	7,65	2,5	1,2	1,8	2,01
(35 × 35)	34,38	0,35	0,35	3,06	10	15	8,74	2,5	1,05	1,575	2,01

Tableau V.14 : Détermination des armatures transversales

3) Détermination de la zone nodale (Art 7.4.2.1 / RPA 99 version 2003) :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$	
40 × 40	$h' = \max (43,5 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
35 × 35	$h' = \max(85,33 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 85,33 \text{ cm}$

Tableau V.15 : Détermination des zones nodales

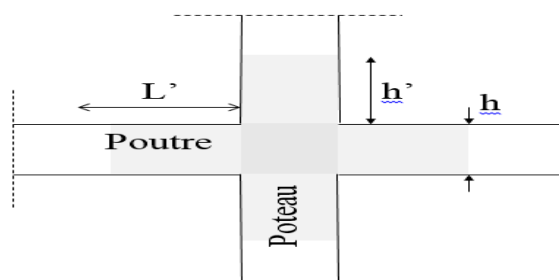


Fig V.3 : Délimitation de la zone nodale

b_1 Et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Etat des contraintes							Observation
--------	---------	--------------------	---------------	----------------------	--	--	--	--	--	--	-------------

4) Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{max}^u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
40 x 40	38,54	40	37,5	7,65	0,075	1,875	0,257	Condition vérifiée
35 x 35	34,38	35	32,5	8,74	0,075	1,875	0,302	Condition vérifiée

Tableau V.16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

V.2.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.32/ BAEL 91 révisées 99) :

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

2) Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91 révisées 99)

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} est inférieur ou égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$RDC \Rightarrow 2^e$	40 x 40	N	775,15	M_{corr}	0,71	SEC	4,38	4,27	15	65,5	64,2	348	Condition vérifiée
		N	119,83	M_{corr}	0,211	SEC	0,68	0,65	15	10,2	9,84	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	245,5	M_{max}	14,025	SEC	2,44	0,3	15	33,4	7,73	348	Condition vérifiée
$3^{eme} \Rightarrow 5^{eme}$	35 x 35	N	379,93	M_{corr}	2,476	SEC	3,15	2,55	15	46,2	39,3	348	Condition vérifiée
		N	12,36	M_{corr}	0,337	SEC	0,13	0,05	15	1,86	0,92	348	Condition vérifiée
		N_{corr}	84,55	M_{max}	17,535	SPC	3,85	0	15	41,3	-69,7	348	Condition vérifiée

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

1. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'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** : 2,3, 4, 5^{ème} étage

✓ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- $1.35G+1.5Q$ à l'ELU
- $G+Q\pm E$ RPA 2003
- $0.8G\pm E$ RPA 2003

1. Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

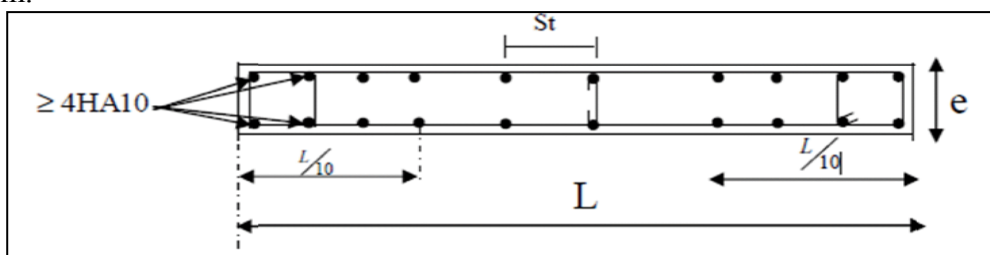


Fig.VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

B. Armatures horizontales

D'après (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

.Armatures de couture :

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 :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

C. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

D. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $50\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diameter maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

Exposé de la méthode de calcul :

$$\text{calcul de l'excentricité : } e = \frac{M}{N}$$

Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} \quad V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = Nu \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

Ferraillage du voile :

✓ **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b : 1,15$ situation accidentelle ; $\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec : A_V : section des armatures tendue du voile.

Les vérifications

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s : (G+Q)$ L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ Ferrailage des Voiles de 1,5 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales								Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-952,29	472,09	169,91	GQEY	3120,23	-9468,83	1,13	469,38	13,49	5,66	19,14	9,57	7,875	8,48	10,91	8 HA 14	12,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	8	13	0,682	Condition vérifiée	0,487	Condition vérifiée	5,146	Condition vérifiée
	349,23	468,522	169,73	08GEY	4387,87	-2641,72	0,56	329,79	9,48	2,82	12,30	6,15	7,875	10,91														
	-943,34	479,348	175,38	GQEY	1237,66	-5954,36	1,24	204,93	5,89	6,43	12,31	6,16	7,875	5,25														
Zone II	-359,34	87,993	56,89	GQEX	-238,24	-1558,46	0	0	0	2,52	2,52	1,26	7,875	5,25	5,25	8 HA 12	9,05	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	8	13	0,468	Condition vérifiée	0,335	Condition vérifiée	2,639	Condition vérifiée
	29,95	39,63	25,42	08GEX	372,17	-222,42	0,56	27,84	0,80	0,42	1,22	0,61	7,875	5,25														
	-281,88	187,692	120,44	GQEY	703,34	-2112,74	1,13	105,54	3,03	4,00	7,03	3,52	7,875	5,25														

Tableau VI.3.3: ferrailage des voiles de 2,00 m

➤ Ferrailage des Voiles de 2,00 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av/2	Amin	Av	As/ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-1015,11	5,969	10,93	ELU	-2493,00	-2582,55	0	0	0	0,48	0,48	0,24	10,5	5,25	8,53	7 HA 14	10,77	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	15	0,919	Condition vérifiée	0,657	Condition vérifiée	6,268	Condition vérifiée
	-271,65	826,648	229,82	08GEY	5522,29	-6880,54	1,11	490,16	12,25	5,64	17,90	8,95	10,5	8,06														
	-960,74	842,221	236,34	GQEY	3916,39	-8720,09	1,38	540,52	15,53	8,02	23,55	11,78	10,5	8,53														
Zone II	-567,08	5,14	2,56	ELU	-1379,14	-1456,26	0	0	0	0,11	0,11	0,06	10,5	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	9	15	0,529	Condition vérifiée	0,378	Condition vérifiée	4,757	Condition vérifiée
	-43,9	85,47	36,58	08GEY	531,44	-750,94	1,17	62,24	1,79	1,05	2,84	1,42	10,5	5,25														
	-332,25	223,008	136,06	GQEY	842,35	-2503,60	1,50	126,06	3,62	5,01	8,63	4,31	10,5	5,25														

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles de 1,20 m

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 4,3 m

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales									Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt	As	Aji	As	Av /2	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm²		At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau u < \bar{\tau} u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
																							τb	Observation	τu	Observation	σbc	Observation
Zone I	-2191,92	0,831	2,59	ELU	-2547,40	-2547,40	0	0	0	0,11	0,11	0,06	22,58	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,31	Condition vérifiée	0,93	Condition vérifiée	18,38	Condition vérifiée
	5,65	265,849	122,65	08GEY	437,95	437,95	4,30	188,32	5,41	5,43	10,84	5,42	22,58	5,25														
	-1457,36	1924,102	386,98	GQEX	1427,52	1427,52	4,30	613,83	17,64	17,12	34,76	17,38	22,58	5,25														
Zone II	-1183,97	12,033	8,8	ELU	-1357,18	-1357,18	0	0	0	0,39	0,39	0,19	22,58	5,25	5,25	7 HA 12	7,92	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,05	Condition vérifiée	0,75	Condition vérifiée	5,88	Condition vérifiée
	-101,7	23,066	5,78	08GEY	-80,83	-80,83	0	0	0	0,26	0,26	0,13	22,58	5,25														
	-701,11	888,012	309,45	GQEX	625,68	625,68	4,30	269,04	6,73	13,69	20,42	10,21	22,58	5,25														

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles longitudinales de 1,00 m

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII

VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VII-3-1) Semelles isolées sous poteaux :

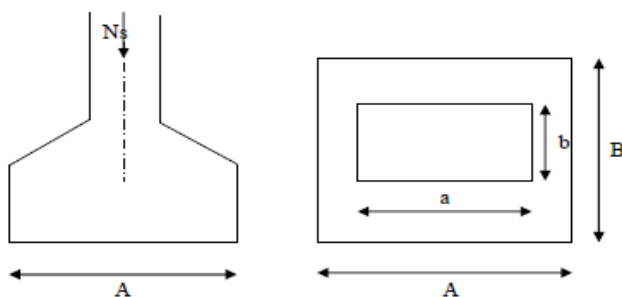
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1.$$

$$D'ou: B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 775,15 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{775,15}{200}} = 1,96 \text{ m}$$

Don : A=B= 2,00 m.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII-3-2) Semelles filantes :**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

	<i>Voiles</i>	<i>Longueur</i>	<i>Ns max (KN)</i>	<i>Largeur B(m)</i>	<i>S= L×B (m2)</i>	<i>Nombres</i>	<i>S totale (m²)</i>
Voiles transversal	<i>V1</i>	1,5	179,24	0,60	0,90	4	3,58
	<i>V2</i>	2	371,81	0,93	1,86	4	7,44
Voiles transversal	<i>V3</i>	4,3	892,53	1,04	4,46	4	17,85
							28,87

$S_v = \sum S_i = 28,87 \text{ m}$ Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :**a) Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns(KN)	Ms(KN.m)	ei (m)	Ns. ei (KN.m)
2	723,99	-2,559	-10	-7239,9
8	709,12	0,721	-5,7	-4041,984
14	775,15	-0,71	-1,6	-1240,24
20	516,59	-0,603	1,6	826,544
26	774,27	-0,769	5,7	4413,339
32	705,94	-0,956	10	7059,4
Total	4205,06	-4,876		-222,841

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-222,841 + -4,8769}{4205,06} = 0,26 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,01 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{21,4}{6} = 3,56 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4205,06}{20,0} \left(1 - \frac{6 \times 0,26}{20} \right) = 193,85 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4205,06}{20,0} \left(1 + \frac{6 \times 0,26}{20} \right) = 226,65 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4205,06}{20,0} \left(1 + \frac{3 \times 0,26}{20} \right) = 218,45 \text{ KN/m}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{218,45}{200} = 1.09 \text{ m}$$

On prend $B = 1.20 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (1.20 \times 20 \times 6) = 144 \text{ m}^2$.

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_{TSF} = 28,87 + 144 = 172,87 \text{ m}^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{BAT} = 21,4 \times 20 = 428 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{TSF}}{S_{bat}} = \frac{172,87}{428} \times 100 = 40,39 \%$$

$$40,39 \% > 50\%$$

b-1) hauteur des semelles

$$h_s \geq (B-b) / 4 + 5 \text{ cm}$$

Avec

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal .

$b = 0.40 \text{ m}$ pour les poteaux et 0.20 m pour les voiles

➤ **Semelles filantes sous voiles**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (120 - 20) / 4 + 5 = 30 \text{ cm}$$

on adopte une hauteur de **$h_s = 30 \text{ cm}$**

les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 120 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 20,00 \text{ m}}$$

➤ **Semelles sous poteaux**

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (120 - 40) / 4 + 5 = 25 \text{ cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s = 30 \text{ cm}$**

Les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 120 \text{ cm} , h_s = 30 \text{ cm} , L = 20,00 \text{ m}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

C- Etude de la poutre de rigidité :**Dimensionnement :**

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } L/9 \leq h_p \leq L/6$$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L=4.4\text{m}$

$$\text{La hauteur : } 430/9 \leq h_p \leq 430/6 \rightarrow 47,77 \leq h_p \leq 71,66$$

On adopte une hauteur de $h_p = 70 \text{ cm}$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p \rightarrow 23,33 \leq b_p \leq 46,66$$

On adopte une largeur de $b_p = 45 \text{ cm}$

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$$h=70\text{cm}, b=45\text{cm}, d= h-c =65\text{cm}.$$

C-1) Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 5 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (RDM).

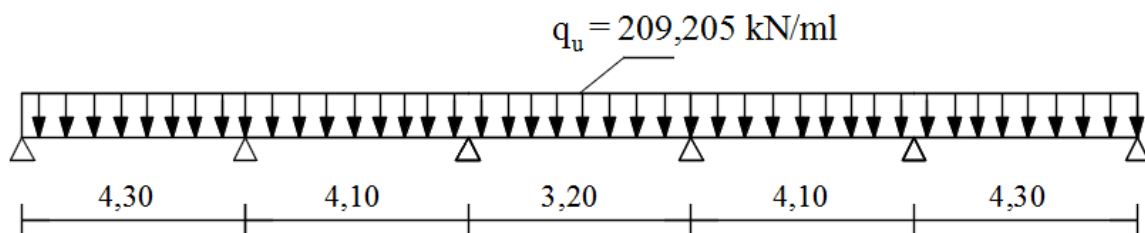
Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Poteaux	$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN.m})$	$e \text{ (m)}$	N_{uxe}
C6	987,46	-16,897	-10	-9874,6
C5	1065,43	-16,404	-5,7	-6072,951
C4	849,16	22,445	-1,6	-1358,656
C3	849,16	22,445	1,6	1358,656
C2	1065,43	16,404	5,7	6072,951
C1	987,46	16,897	10	9874,6
Somme	5804,1	44,89		0

$$e_u = \sum N_u \times e + \sum M_u / \sum N_u \rightarrow e_u = 0 + 44,89 / 5804,1 = 0,007\text{m}$$

- Calcul de la charge uniforme**

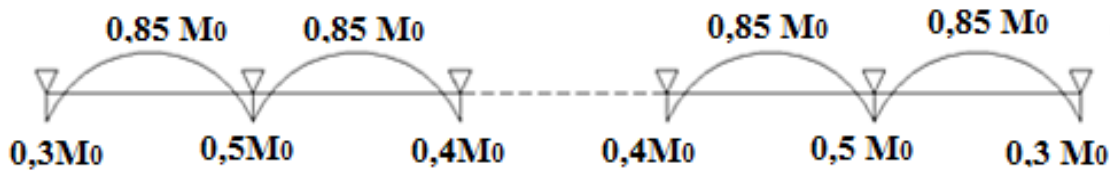
$$q_u = (\sum N_u / L) (1 + (3 e_u / L)) \rightarrow q_u = (5804,1 / 20) \times (1 + (3 \times 0,007 / 20)) = 209,205 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des armatures :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 45 \times 65 \times 2,1 / 348 = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le calcul des moments en travée et aux appuis se fera avec la méthode forfaitaire



Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	L	qu	M ₀			M	μ	obs	β	A _s	A _{min}	Choix	A _{ad}
A - B	4,3	209,20	483,53	Appuis	0,300	145,058	0,036	S.S.A	0,982	6,53	4,18	5HA16	10,05
				Travée	0,850	410,996	0,103	S.S.A	0,9455	16,72	4,18	5HA16+5HA14	17,74
B - C	4,1	210,20	441,69	Appuis	0,500	220,847	0,055	S.S.A	0,9715	9,33	4,18	5HA16	10,05
				Travée	0,850	375,439	0,094	S.S.A	0,951	17,45	4,18	5HA16+5HA14	17,74
C - D	3,2	211,20	270,34	Appuis	0,400	108,137	0,027	S.S.A	0,9865	4,85	4,18	5HA16	10,05
				Travée	0,850	229,791	0,058	S.S.A	0,970	8,81	4,18	5HA16	10,05

Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

• Espacement des armatures :

Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{70}{4}; 12 \times 1,6 \right\} = 19,2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

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

• Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

Ferrailage de la semelles

-Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = Nu \frac{B - b}{8d \sigma_{st}}$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm^2/ml)

$$A_B = 1065,43 \times \frac{1,2-0,4}{8 \times 0,27 \times 34800} = 10,21 \text{ cm}^2 \text{ On prend une section de } 7HA14 = 10,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec $S_t = 20 \text{ cm}$

-armatures de répartition

$$A_r = A_B / 4 = 10,77 / 4 = 2,55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend une section de } 7HA14 = 10,77 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

V) Ferraillage de la longrine :

- **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S2 ; zone IIa)

- **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x 30cm) : site de catégorie S₂ et S₃

(30cm x 30cm) : site de catégorie S₄

On adopte pour notre cas une section de (25cm x 30cm)

- **Armatures longitudinales :**

$N_u = 1065,43 \text{ KN}$, $\alpha = 12$ (zone IIa; site 2)

$$F = N_u / \alpha = 1065,43 / 12 = 88,78 \text{ KN}$$

$$A = F / \sigma_{st} = 88,78 \times 10 / 348 = \mathbf{2.55 \text{ cm}^2}$$

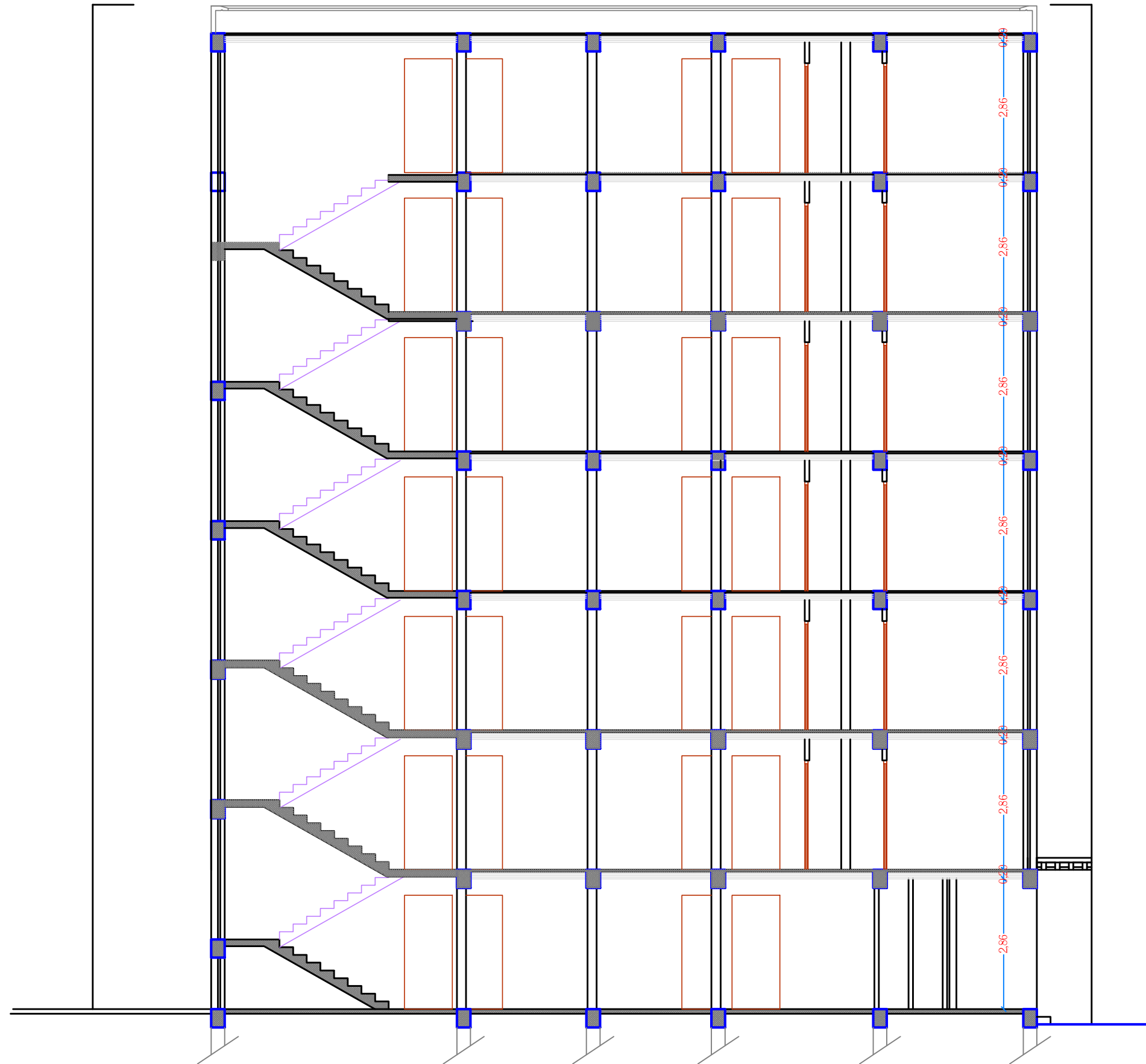
Le ferraillage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

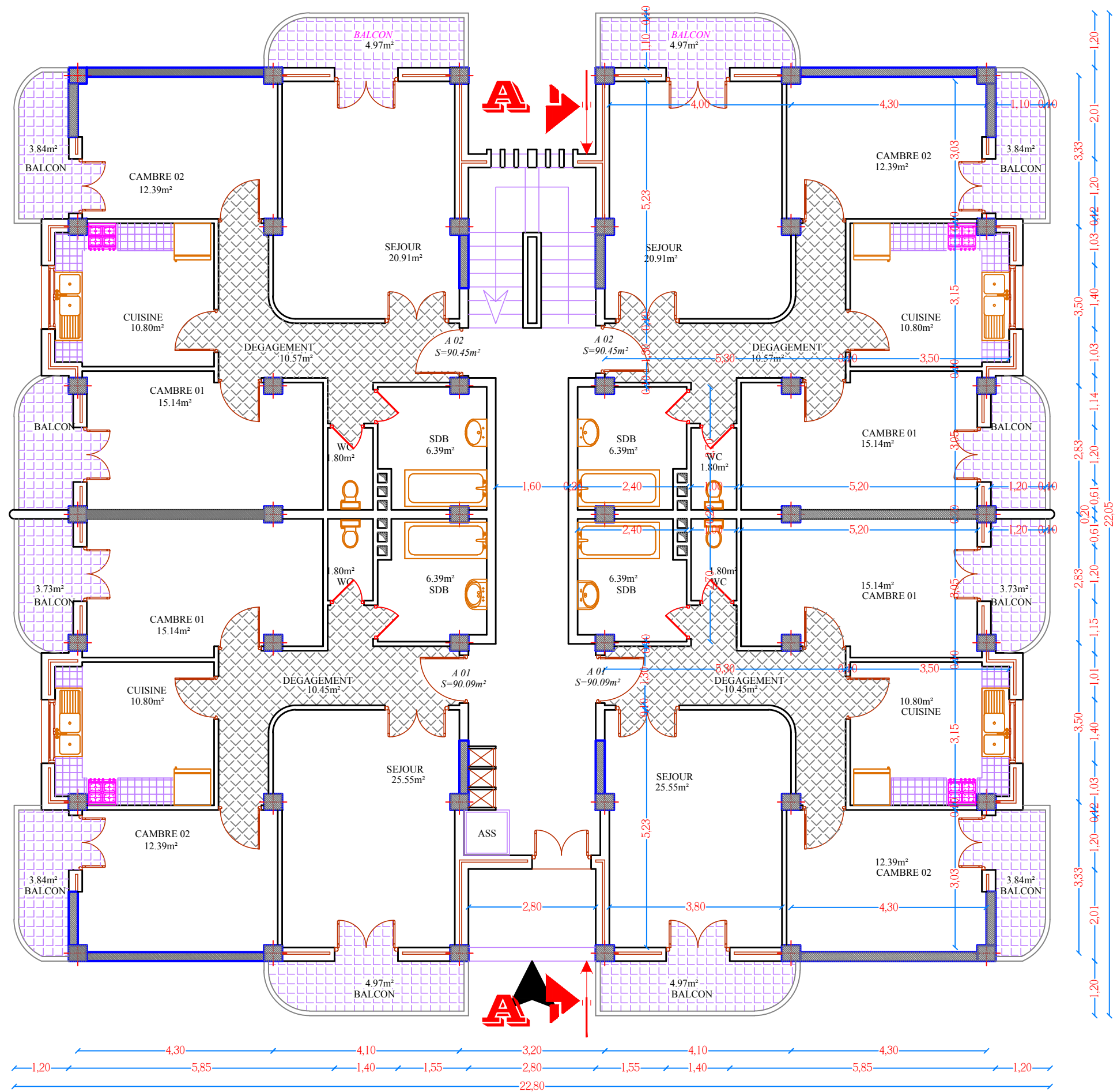
$A_t < A_{\min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adopte une section de **6 HA 12 = 6,78 cm²**



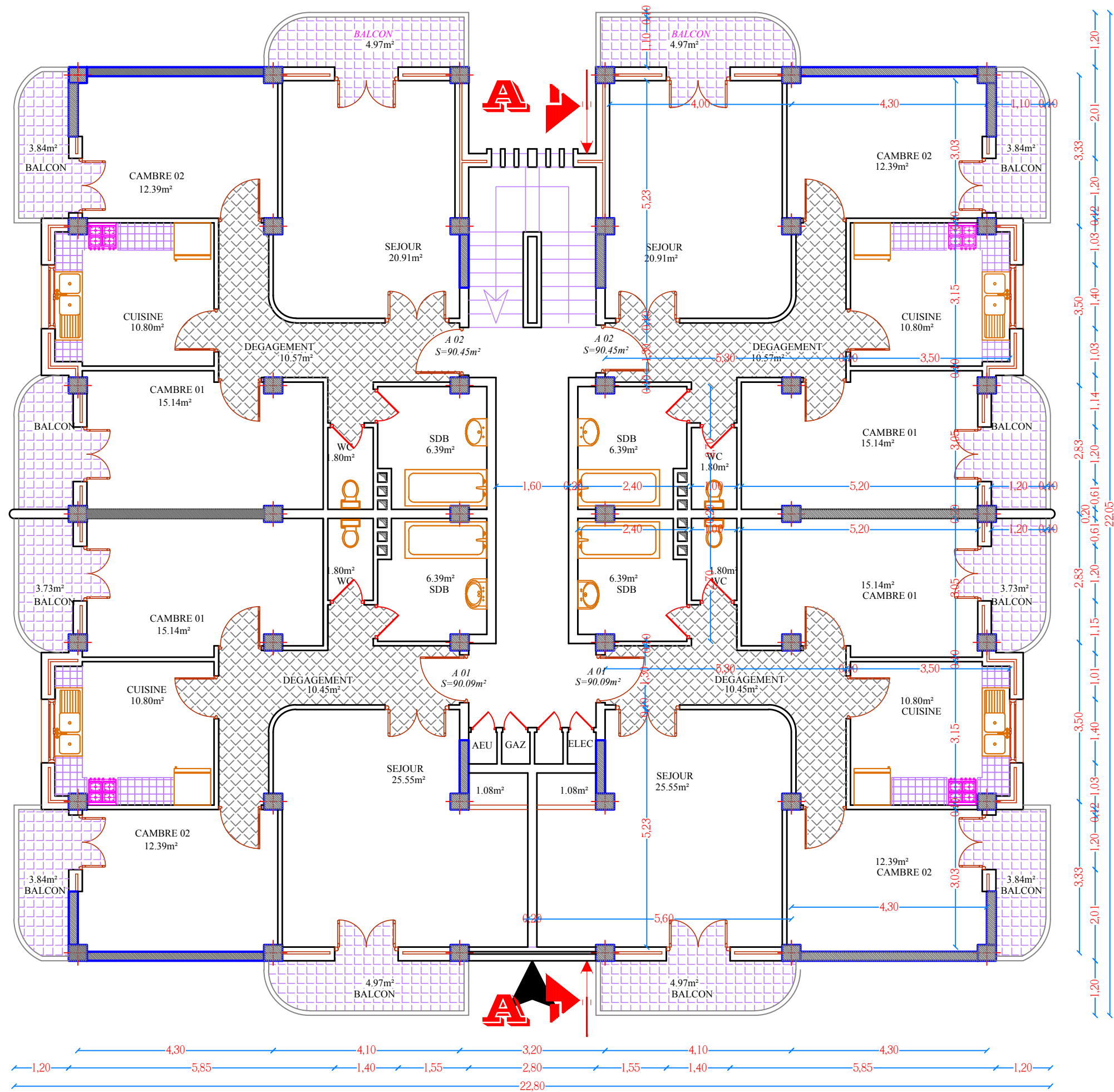
FACADE PRINCIPALE



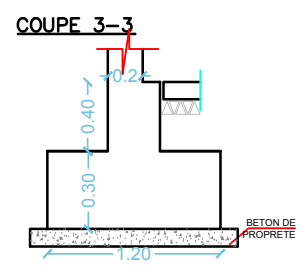
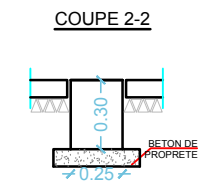
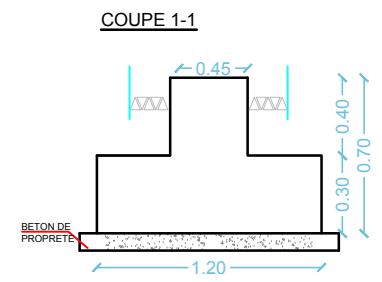
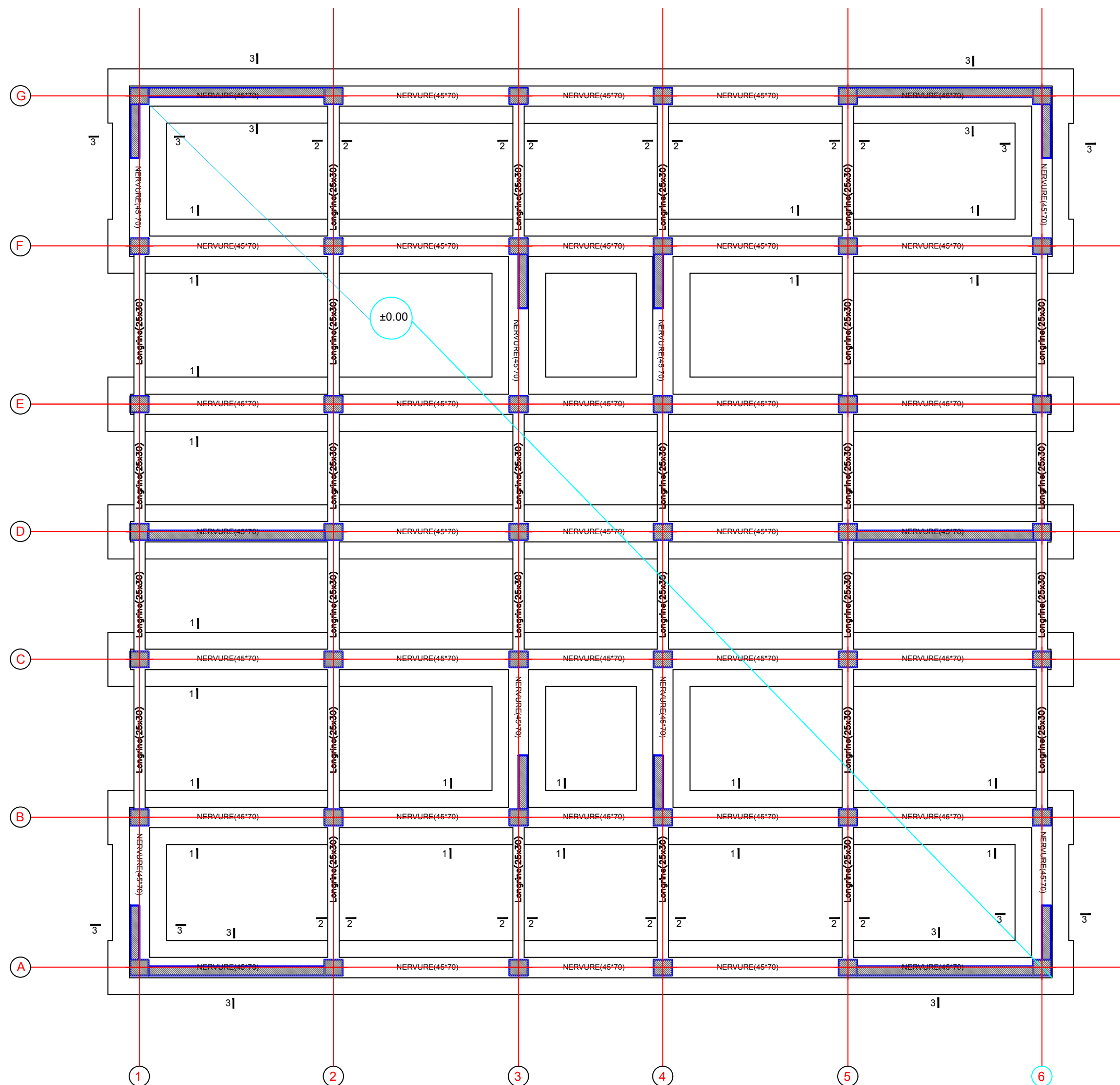
COUPE A-A

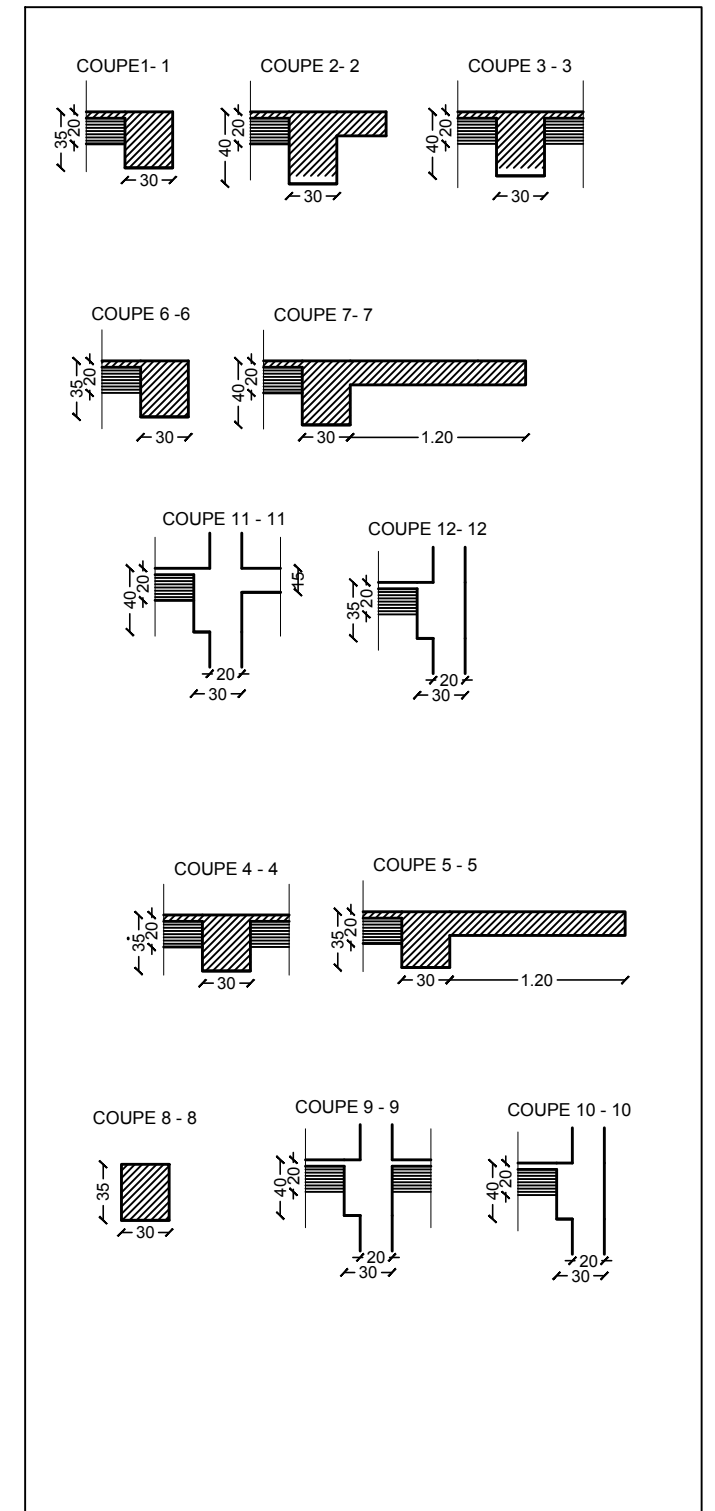
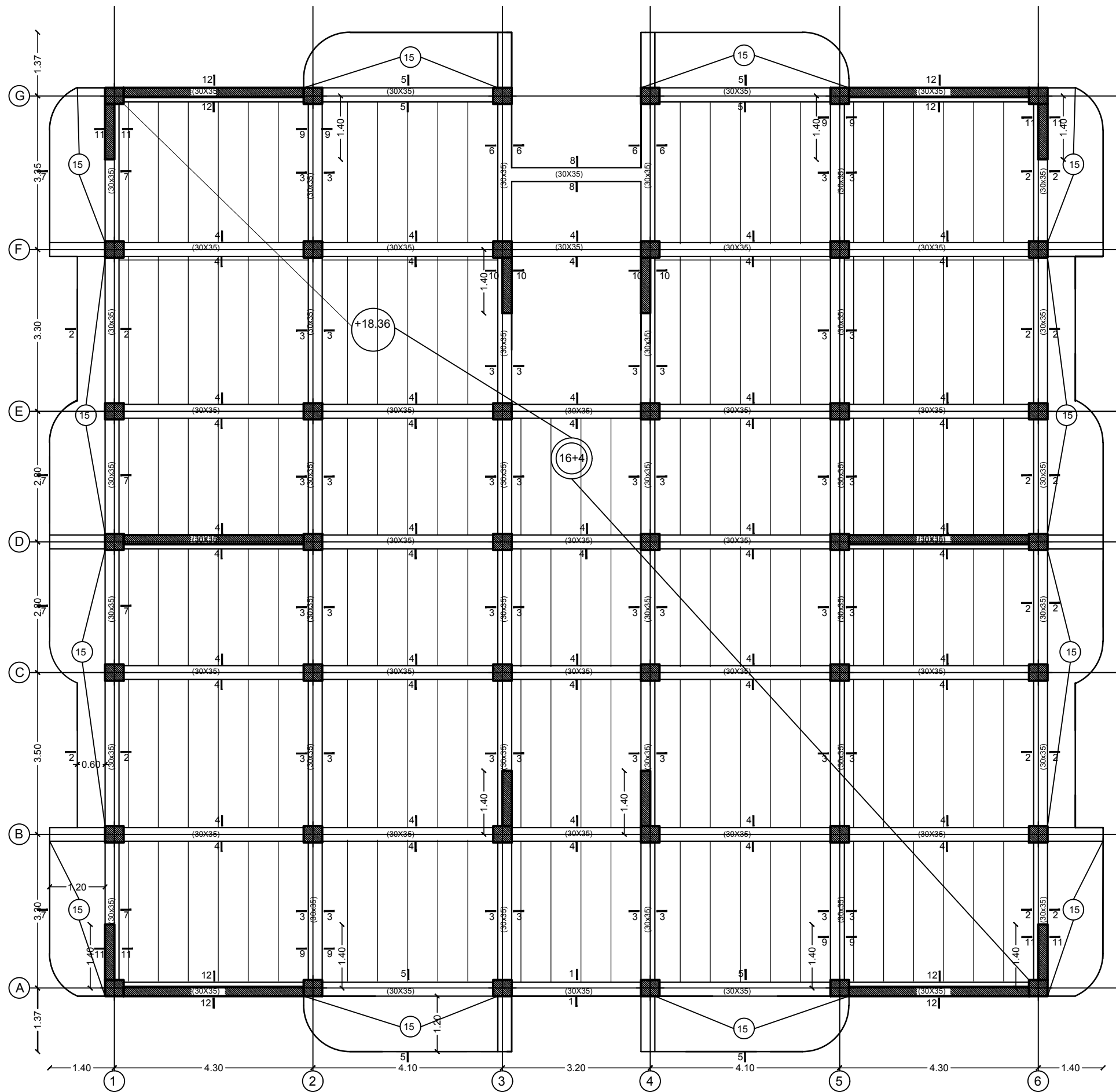


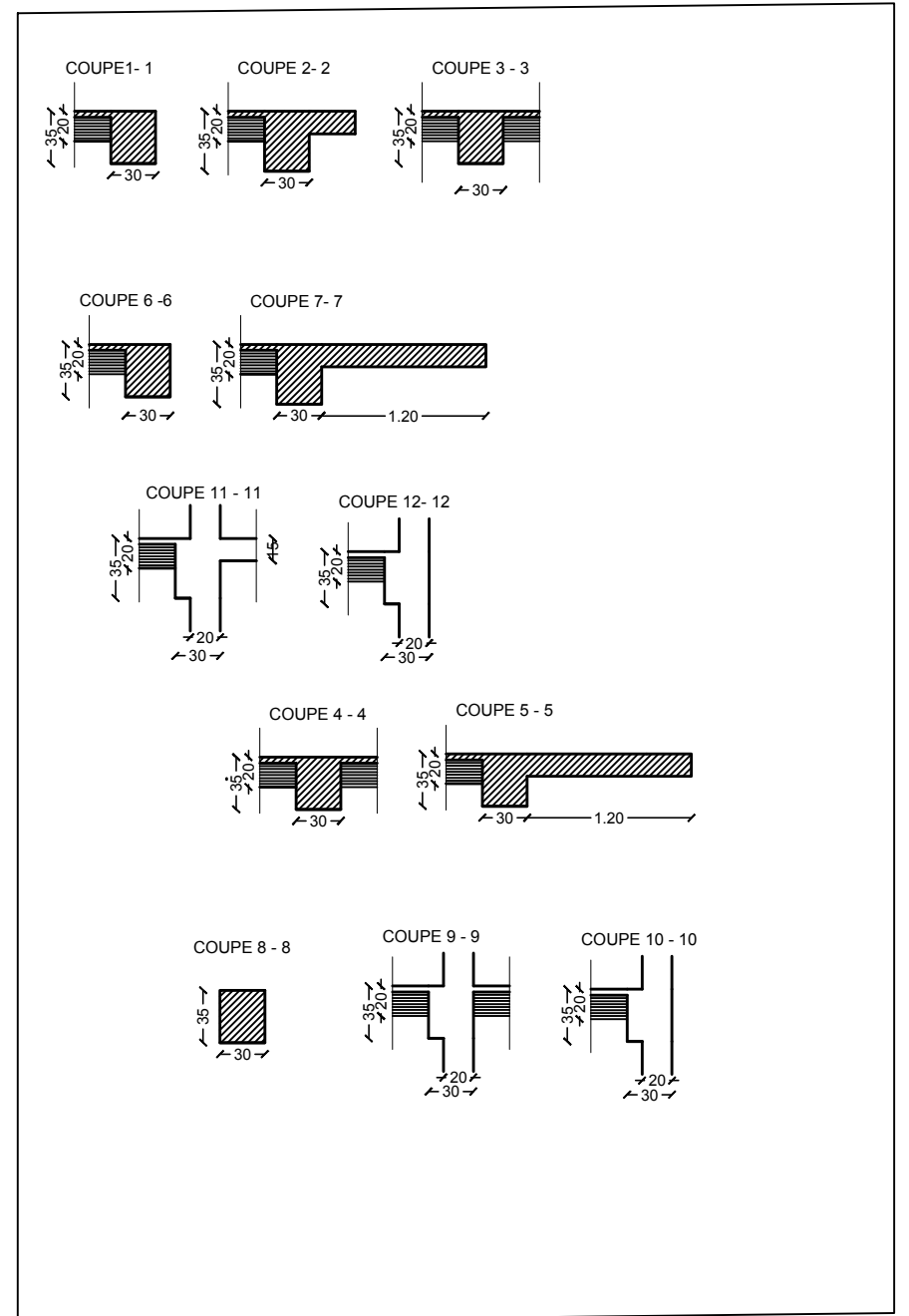
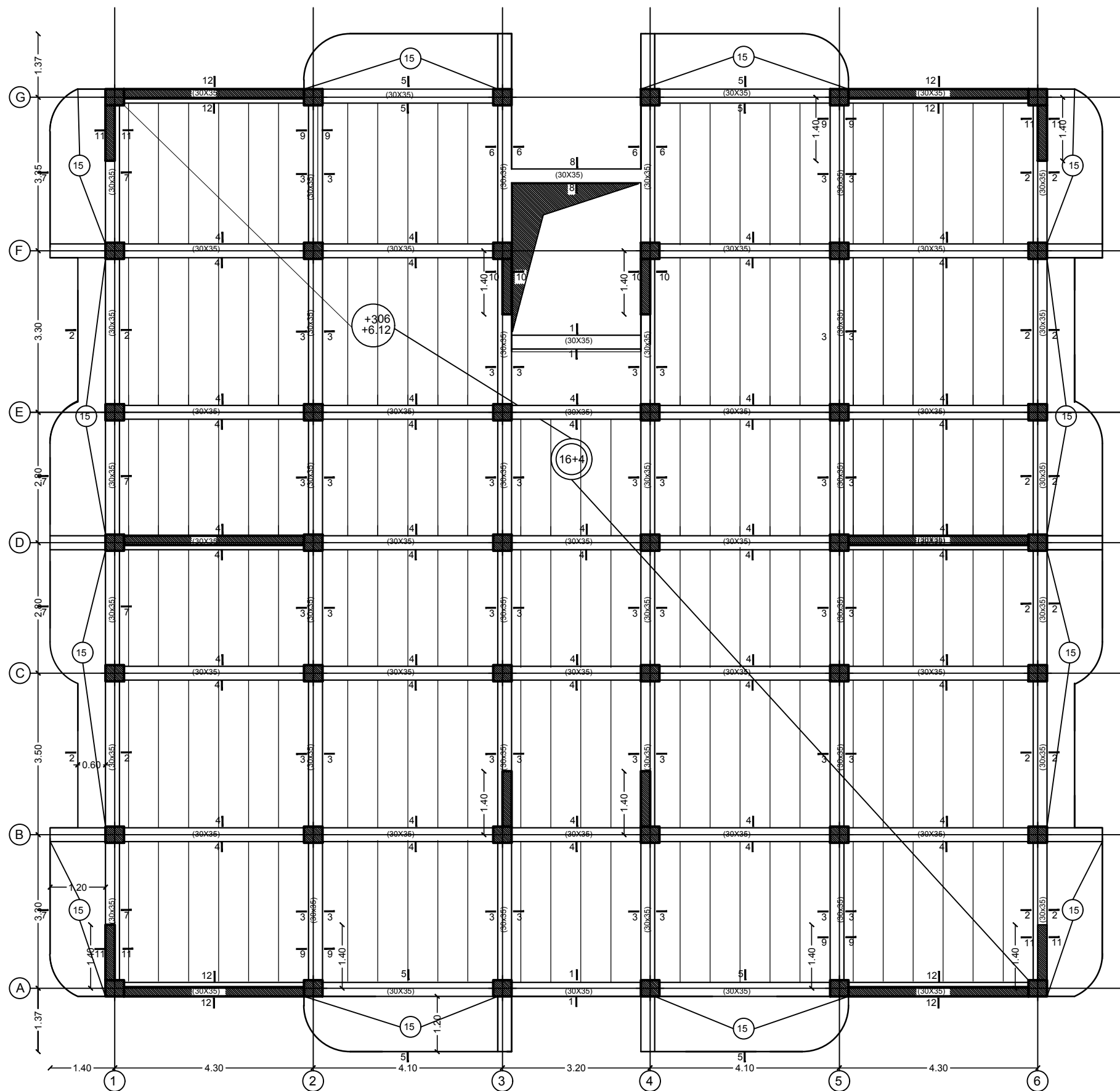
PLAN RDC



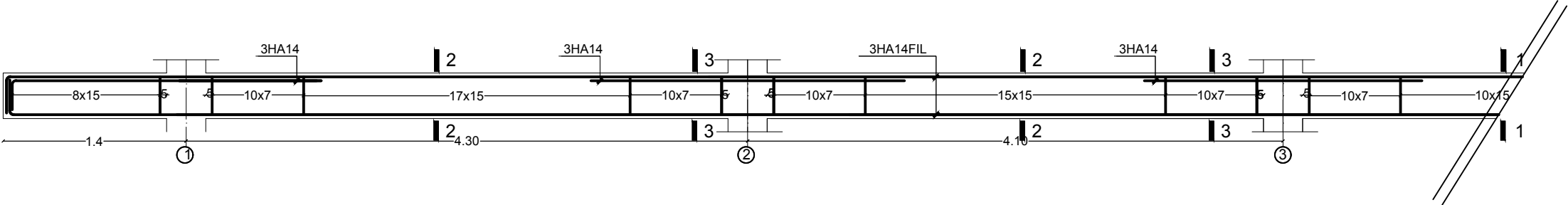
-PLAN ETAGE 01,02,03,04 et 05



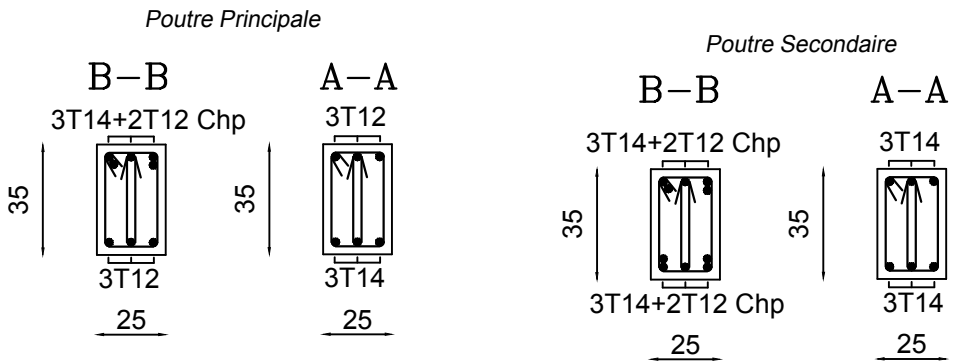
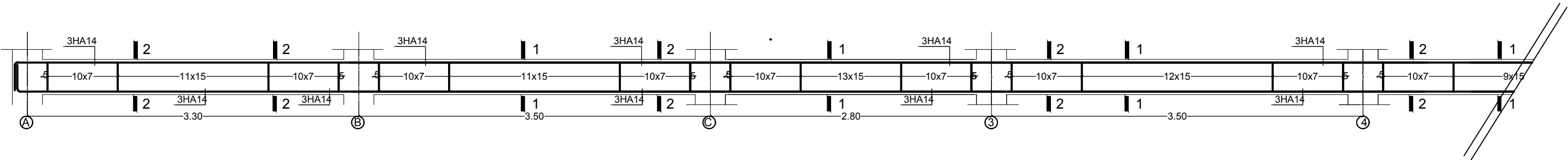




FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES



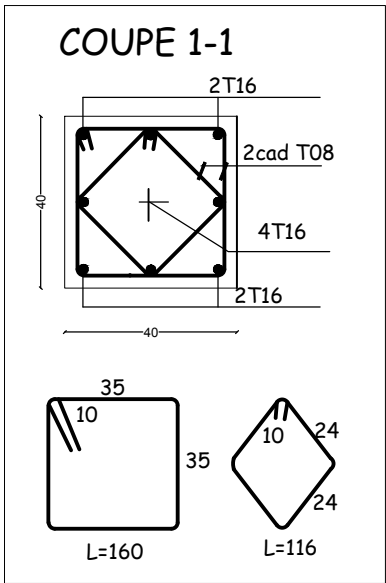
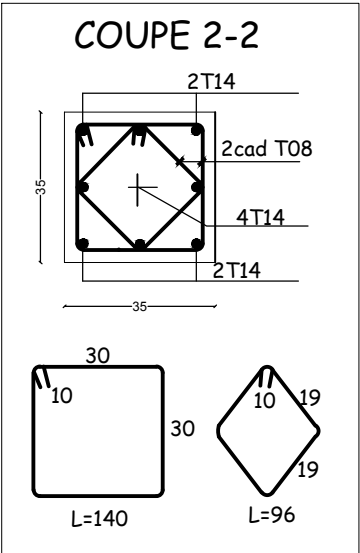
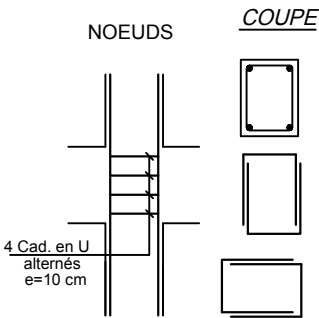
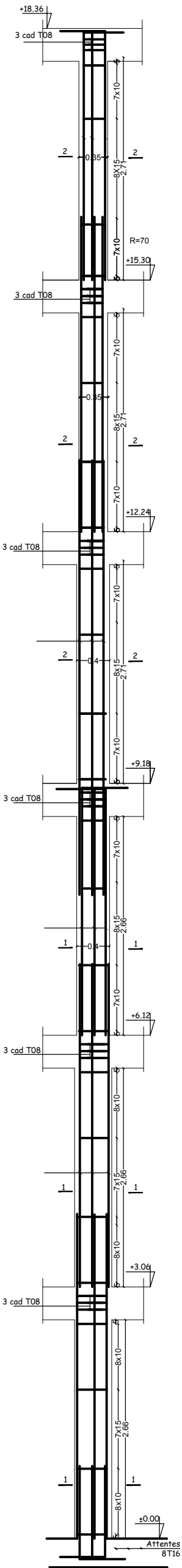
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou	
Faculte du Genie de la Construction	
Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR :	
Mr : IDDIR	
ETUDIER PAR: Hafis Sofiane	
Bouchafa yacine	
Ferrailages de Poutres	

FERRAILLAGE POTEAUX DE RIVE

FERRAILLAGE POTEAUX CENTRAUX



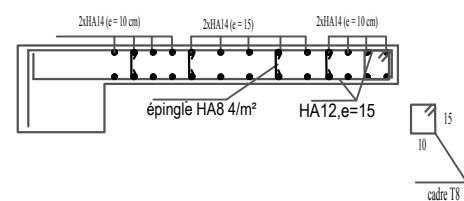
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mr : IDDIR

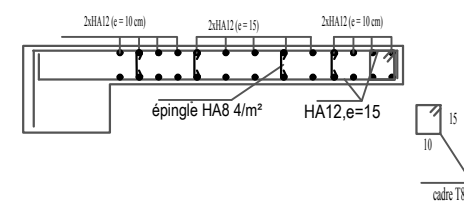
ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*
Bouchafa yacine

Ferrailages de
Poteaux

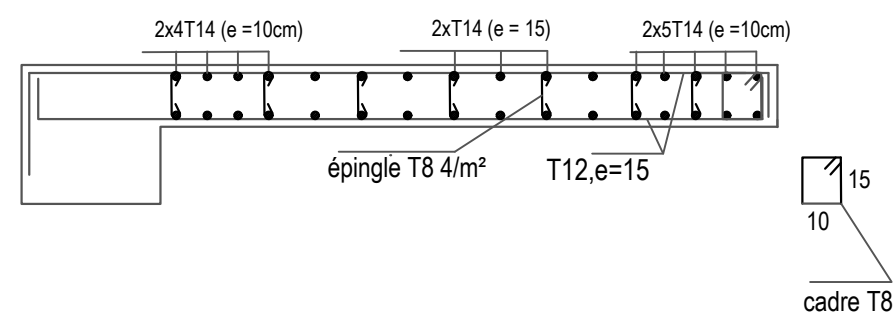
Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



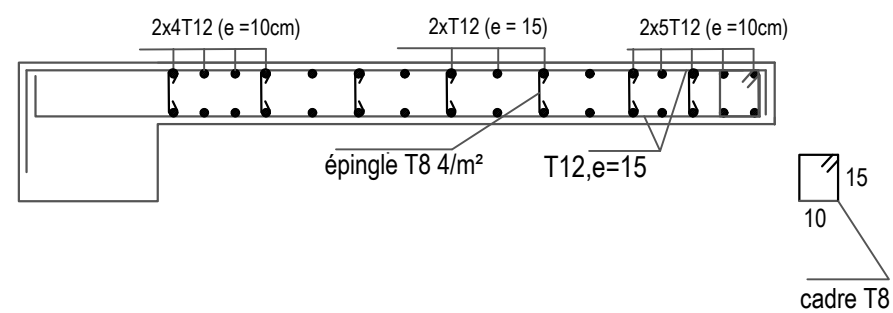
Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



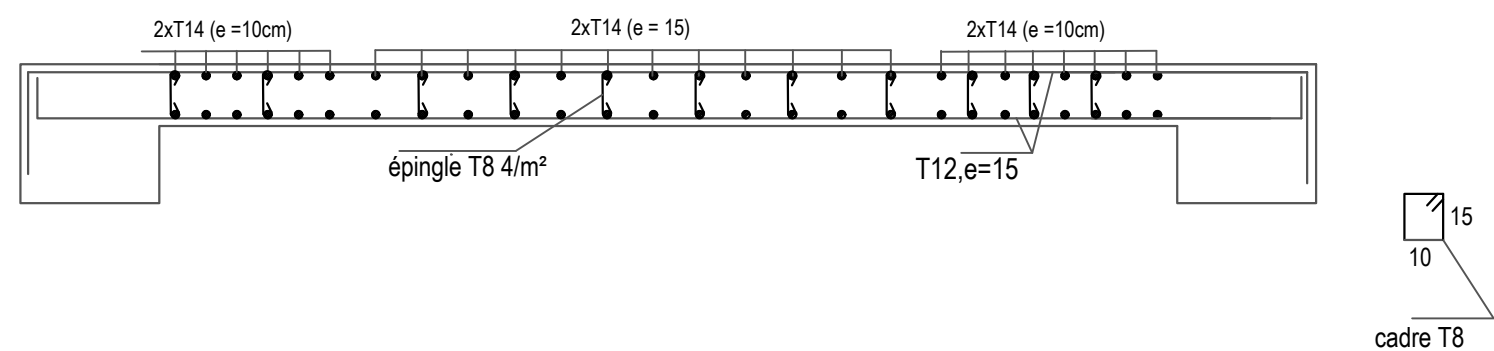
Ferrailage voile de 2 m Zone I



Ferrailage voile de 2 m Zone II

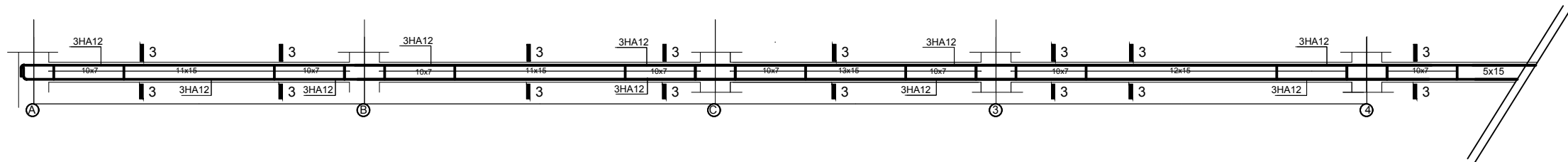


Ferrailage voile de 4,30 m Zone I et II

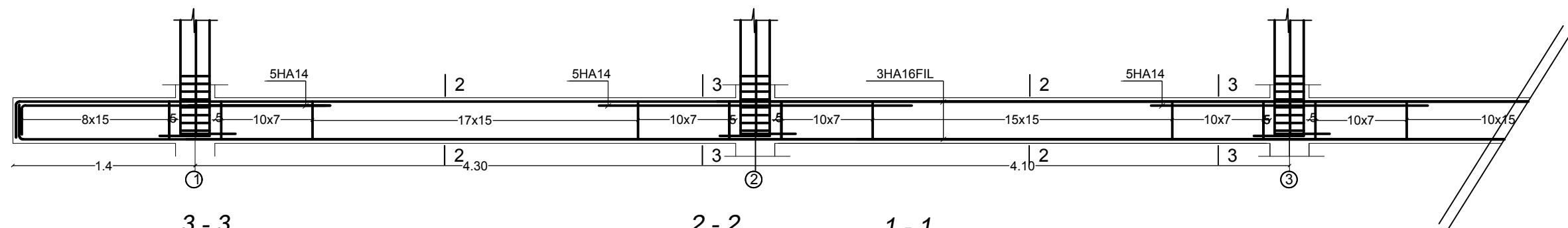


REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou	
Faculte du Genie de la Construction	
Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR :	Ferrailages de VOILES
Mr : IDDIR	
ETUDIER PAR:	
Hafis Sofiane	
Bouchafa yacine	

Ferraillage de la longrine



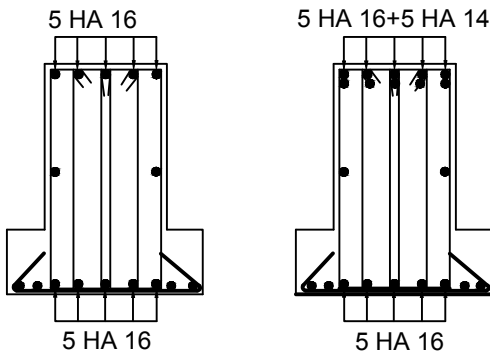
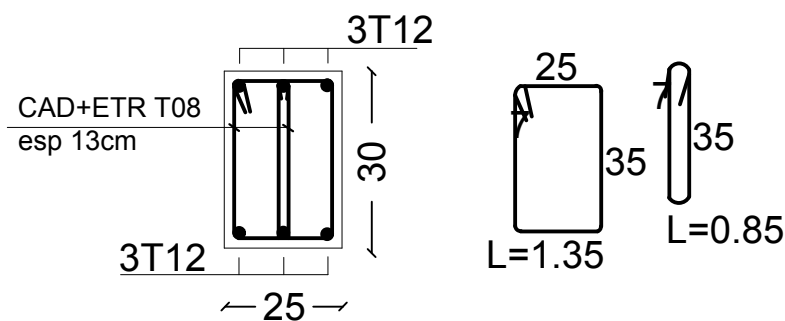
Ferraillage de la poutre de rigidité



3 - 3

2 - 2

1 - 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mr : IDDIR

ETUDIER PAR: *Hafis Sofiane*
Bouchafa yacine

Ferraillages de
Des Fondation

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil. Et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur en Algérie .

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via.

ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Références bibliographiques

- [1] **D.T.R.-B.C.-2.48** Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ version 2003 Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, janvier 2004.
- [2] **BAEL** " Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – BAEL 91 révisé 99 ", 1999.
- [3] **D.T.R B.C22** Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, Octobre 1988.
- [4] **D.T.R B.C 241** Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- [5] **Norme algérienne NA 442- 213**, Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants, édition N°3, 2006, 22 p.
- [6] **D.T.R B.C.2.331**, Règles de calcul de fondation superficielles, CGS, Alger, Octobre 1991.
- [7] **L'ogiciel ETAB V9.7.4**, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", Guide d'utilisation, CSI, Barkley California.
- [8] Cour et TD
- [9] **Logiciel de calcul de béton armé BAELR version 1.02**, entreprise SOCOTEC, Saint-Quentin-en-Yvelines, France.
- [10] Mémoires des fin d'études des promotions précédant.
- [11] **Autocard 2019**.