



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

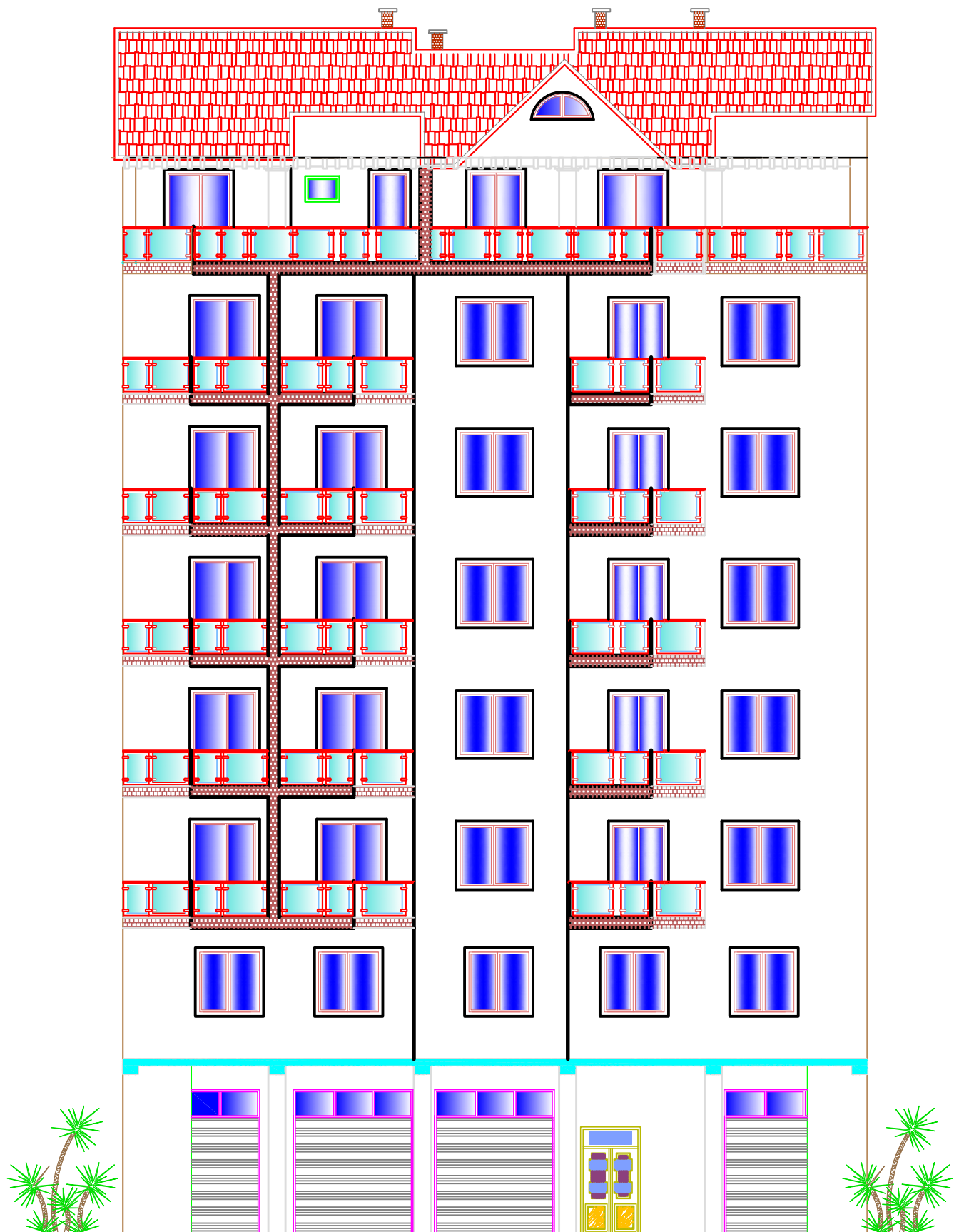
Thème

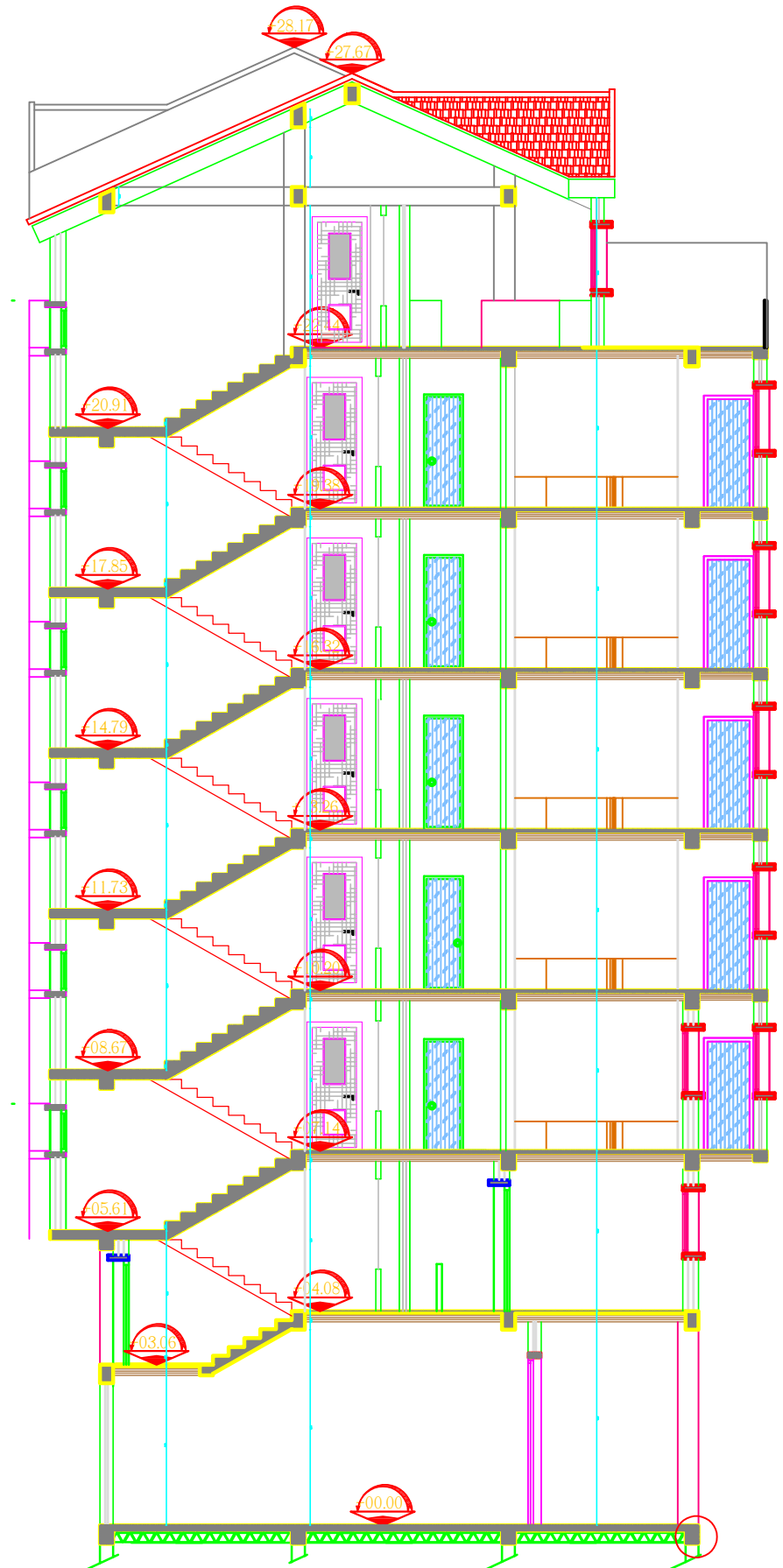
**Etude d'une structure (R+6+étage en
attique+charpente en bois) à usage
multiple contreventé par Voiles
(Modélisé avec ETABS)**

Etudié par :
TAFAT Lyza

Dirigé par :
Mme : F.CHERIFI

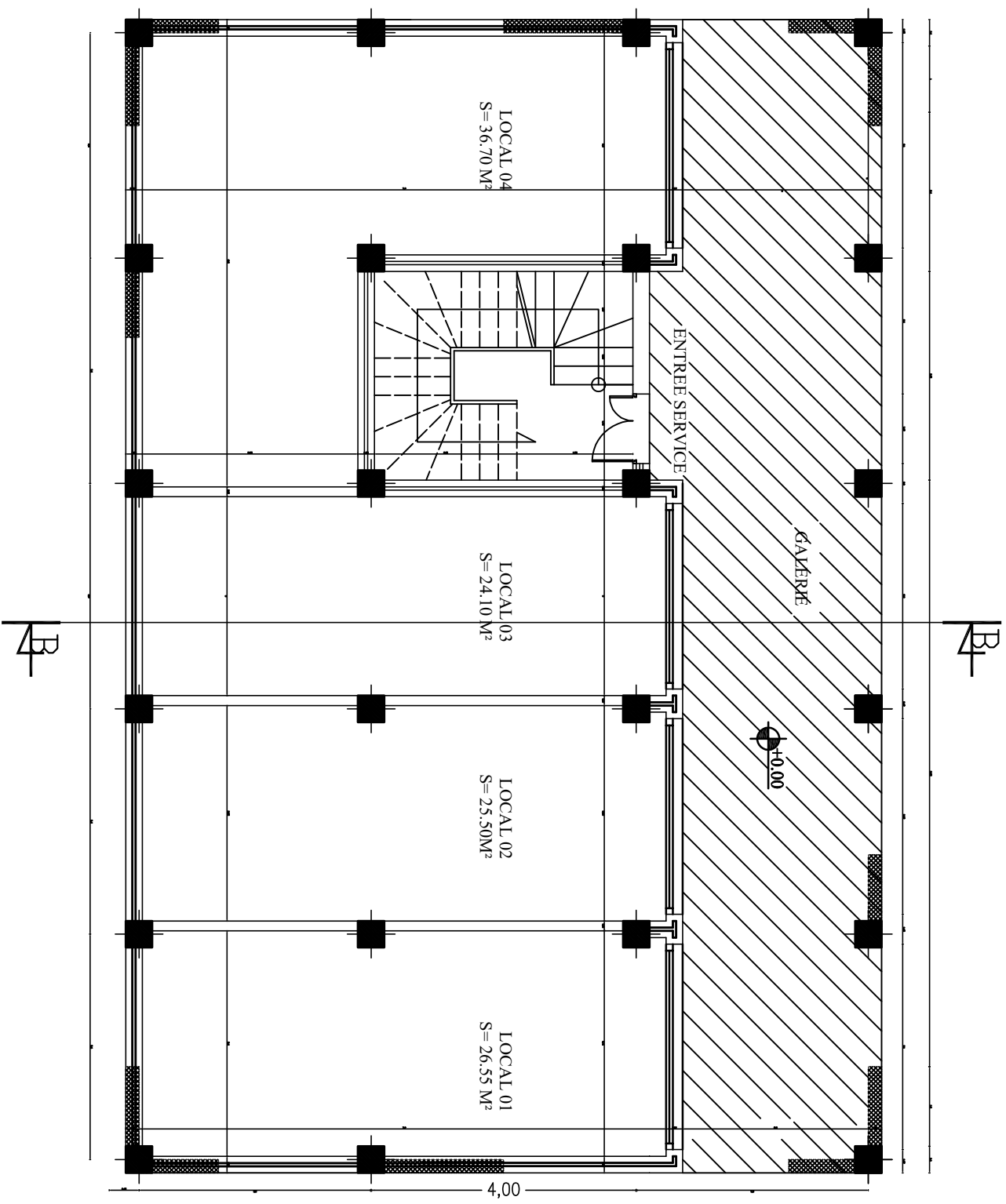
Année 2022/2023



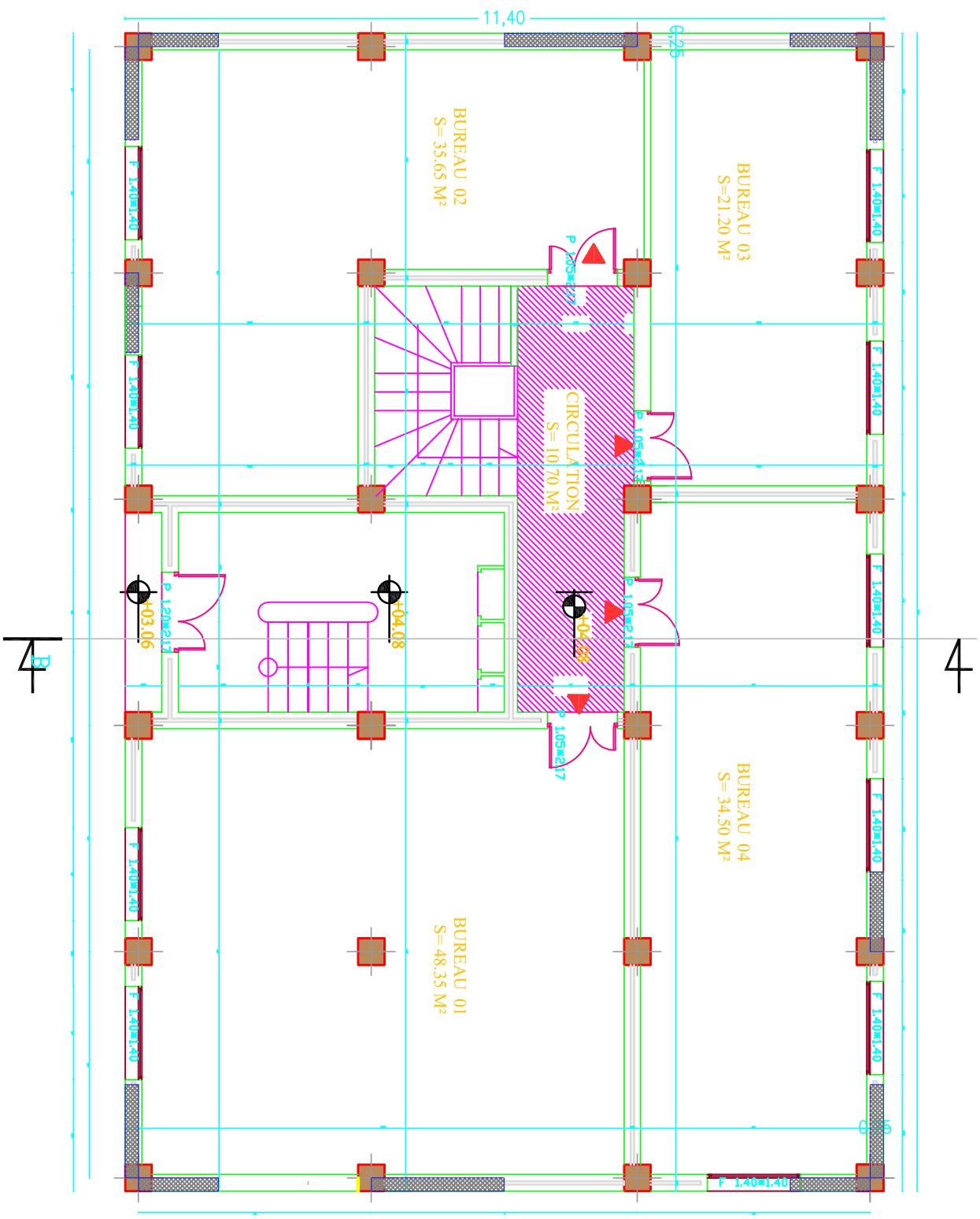


COUPE B- B

PLAN DU RDC ECH:1/50

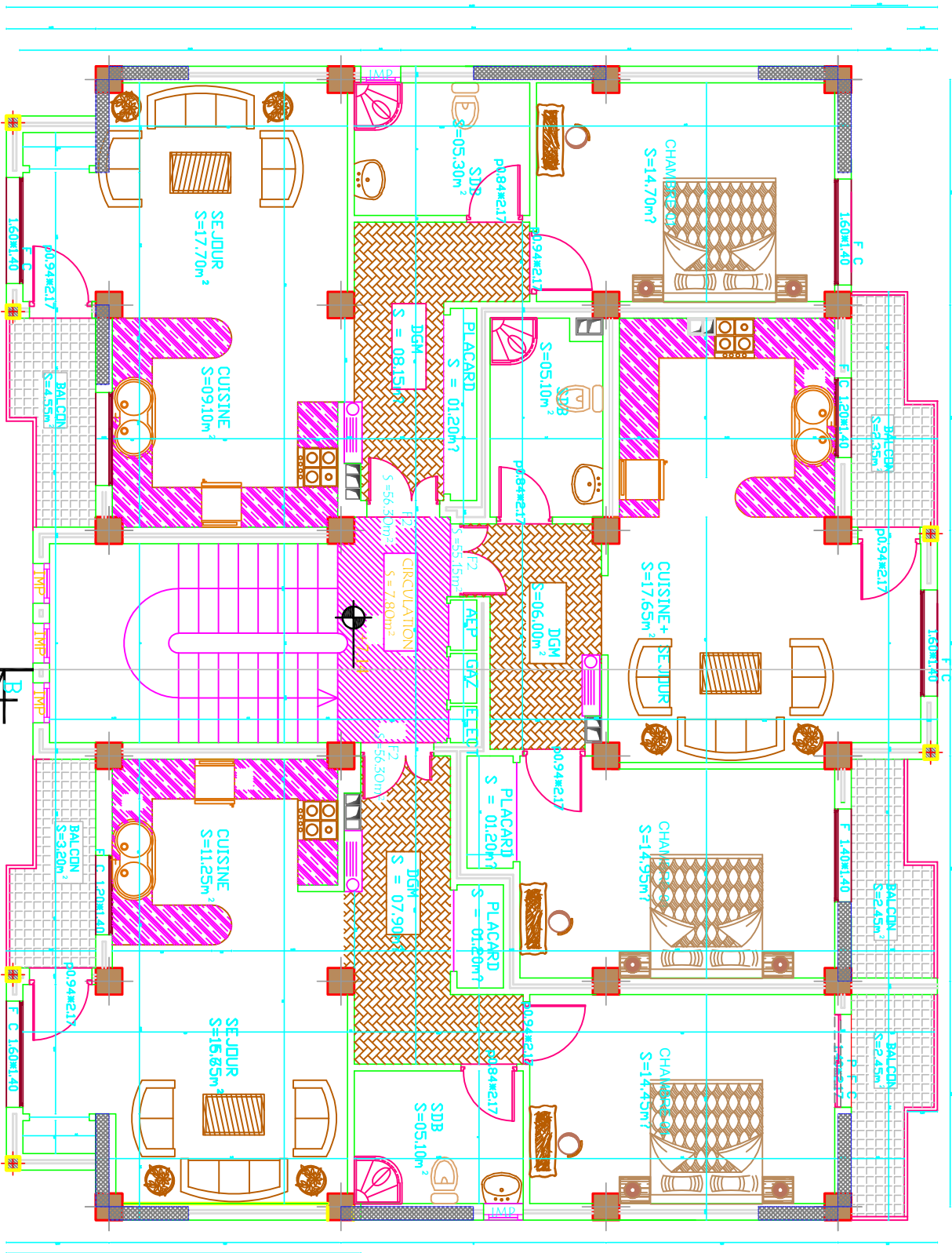


PLAN D'ETAGE DE SERVICE ECH:1/50

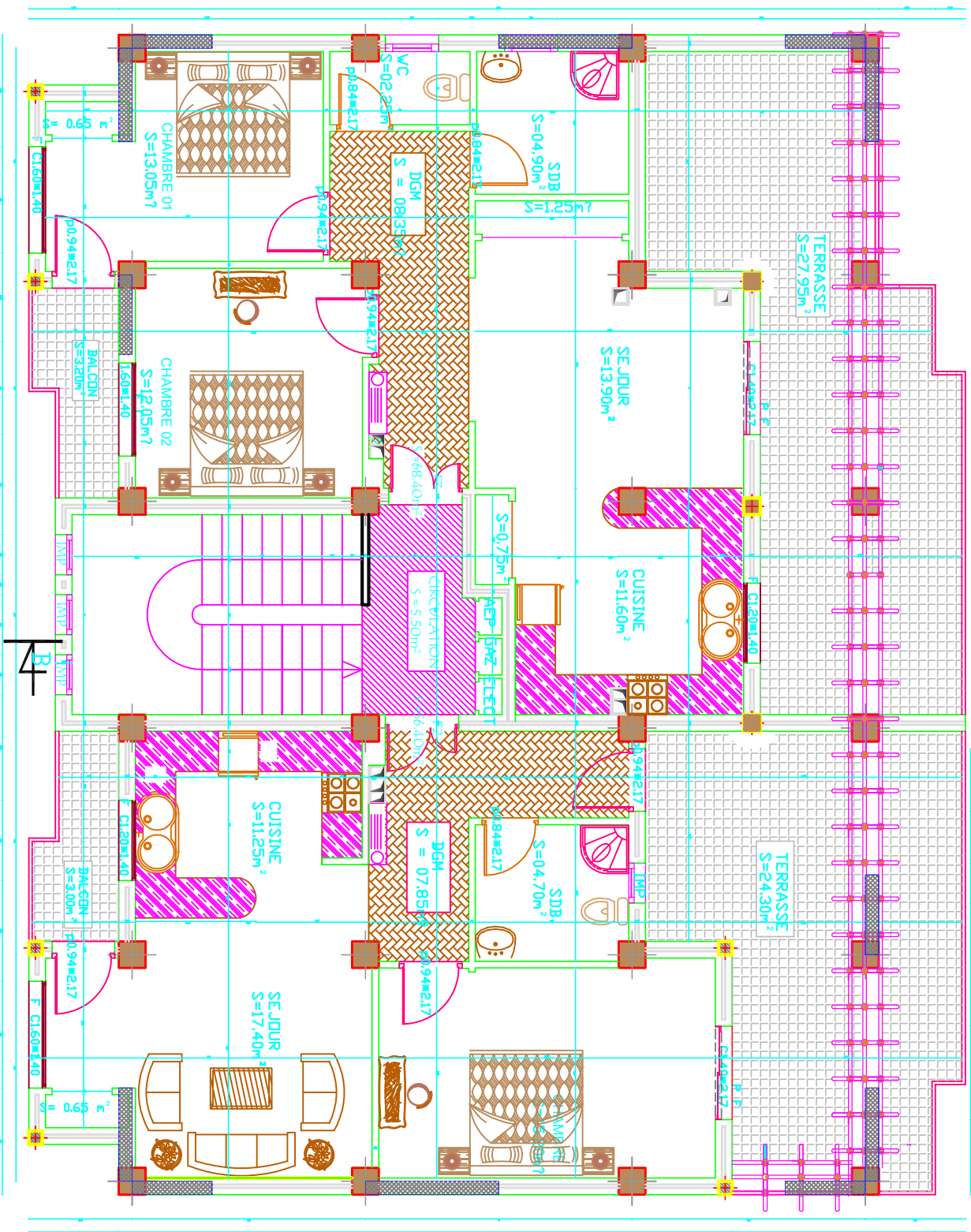


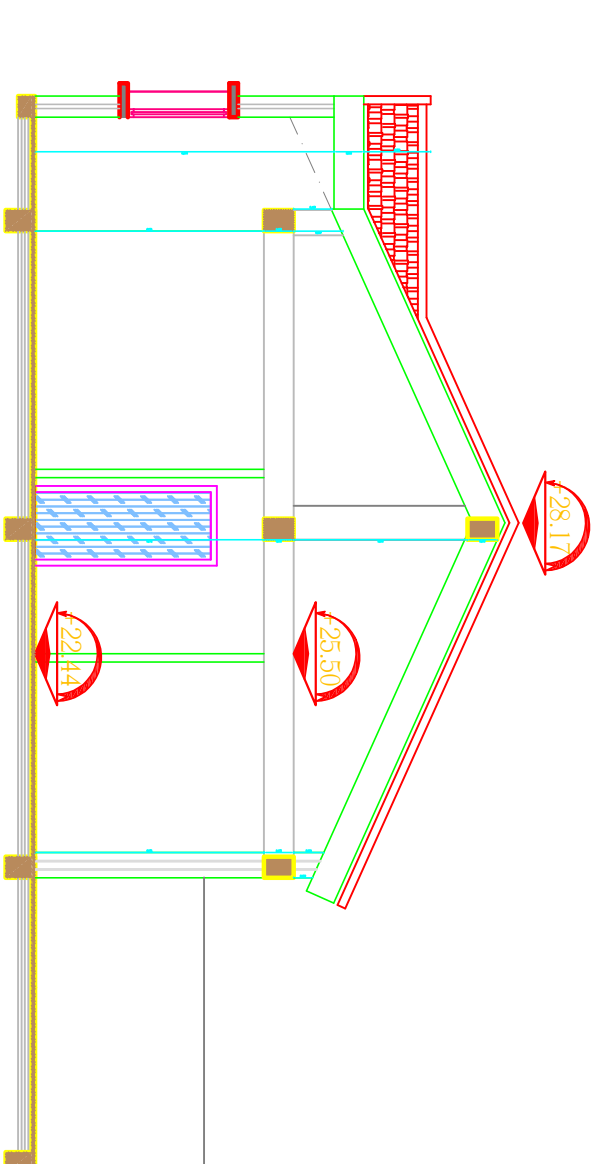
PLAN D' ETAGE COURANT

B

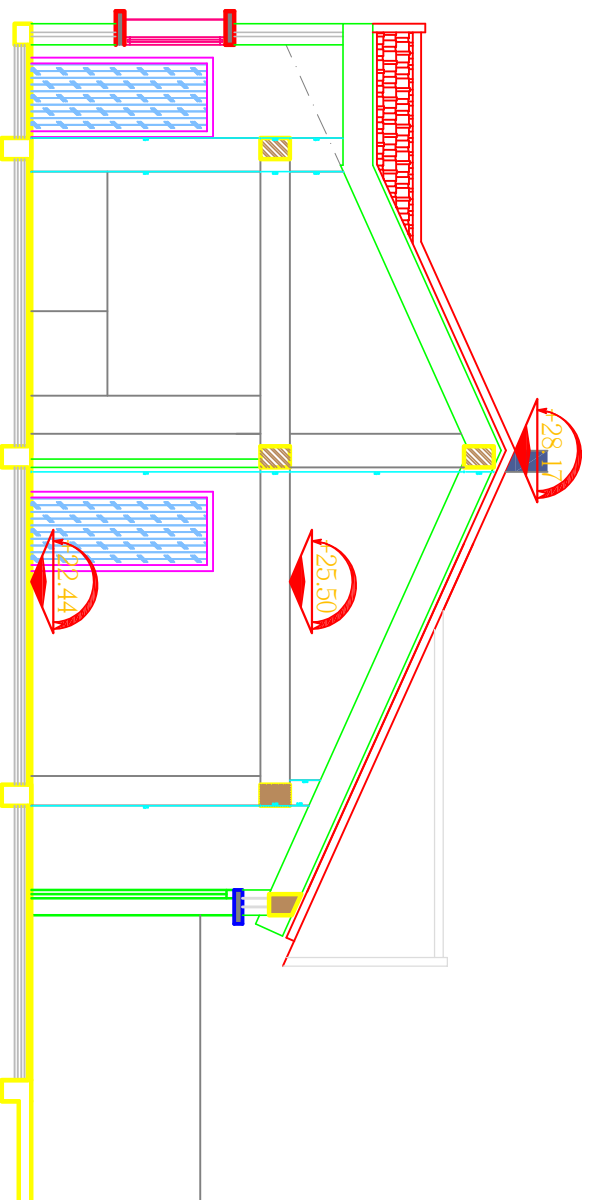


PLAN D' ETAGE EN ATTIQUE

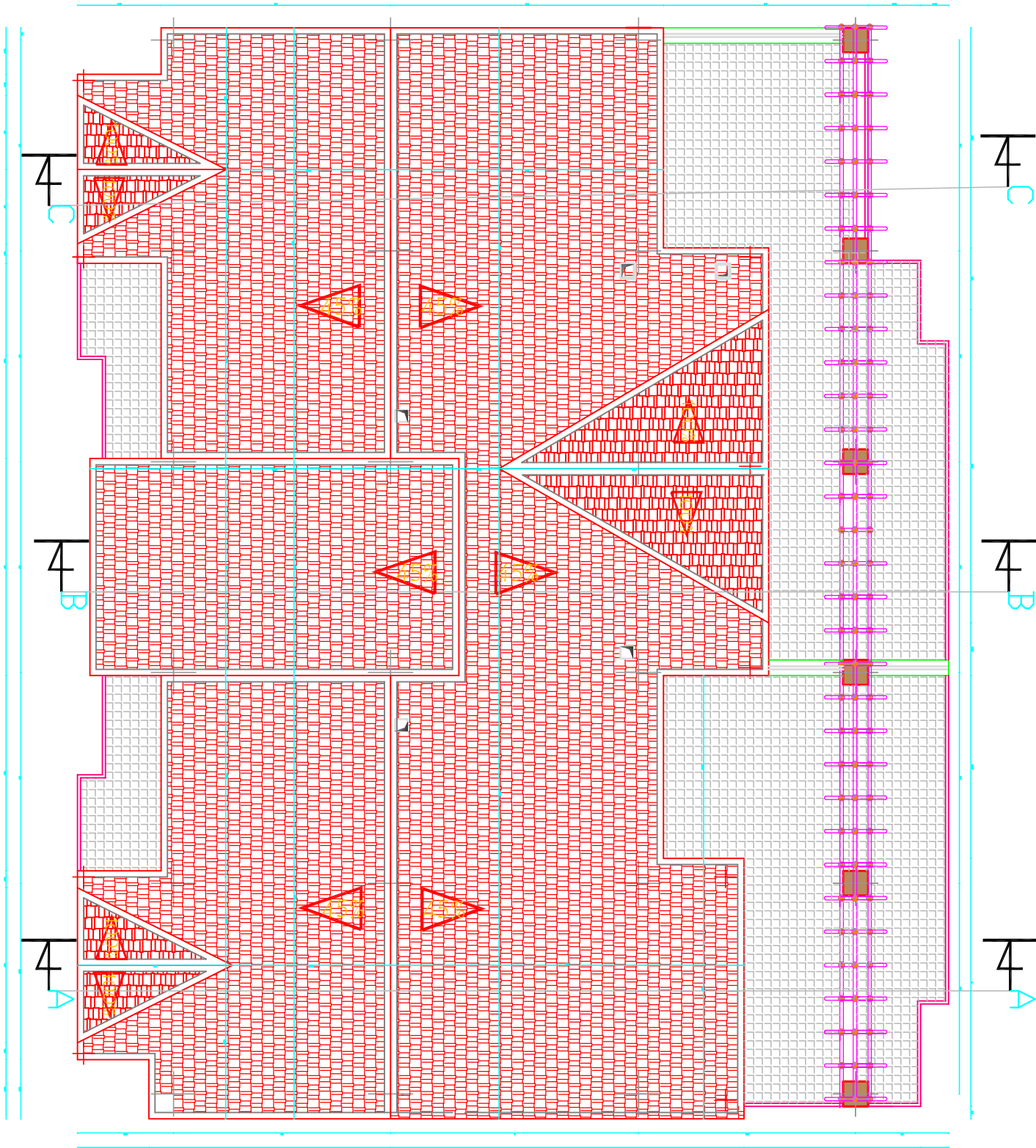


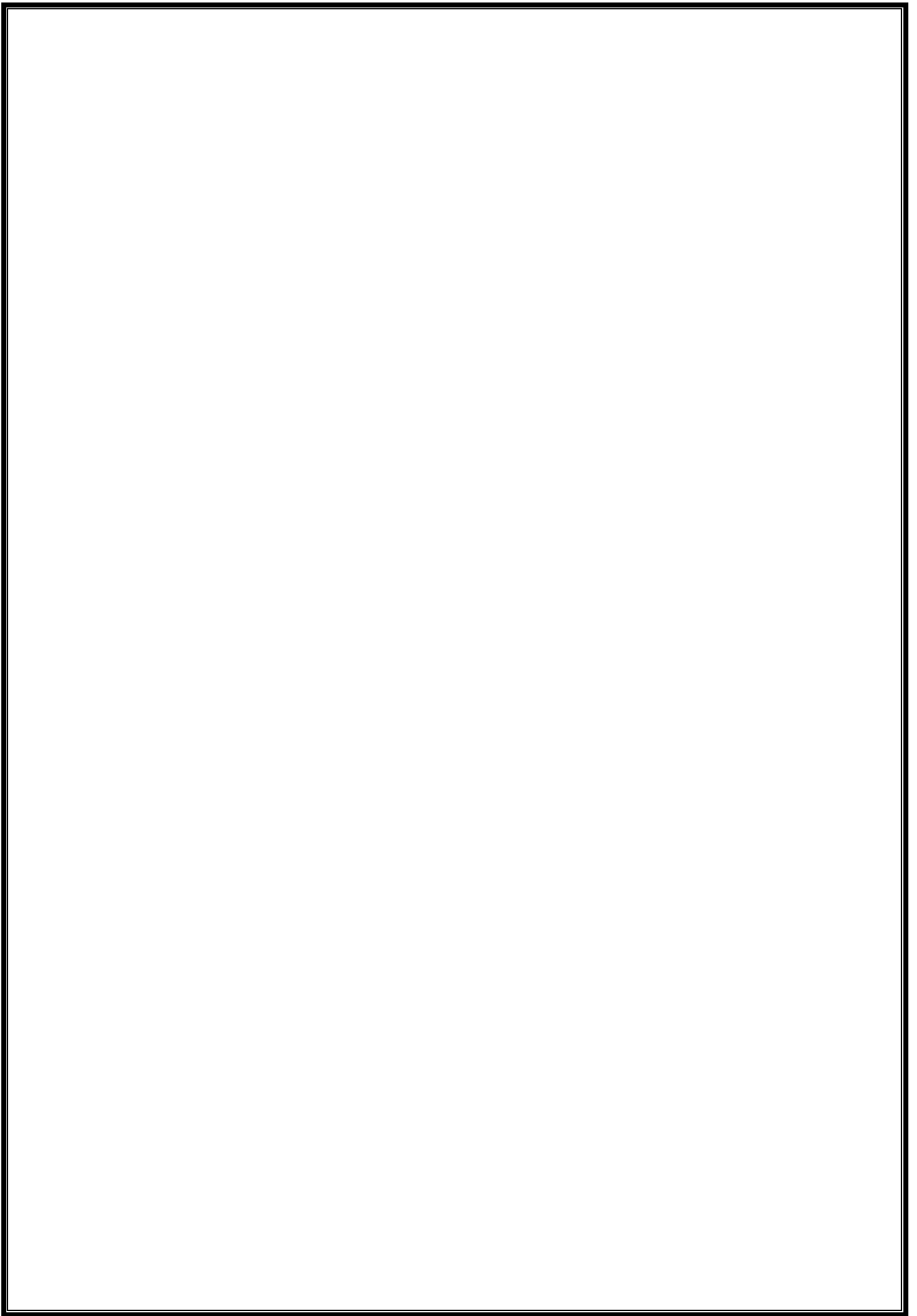


COUPE C-C :ECH:1/50



COUPE A-A :ECH:1/50





Remerciement

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice **Mme : CHERIFI** pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es) Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicace

Malgré les obstacles qui s'opposent, des difficultés qui s'interposent, les études sont avant tout notre unique et seul à tout

Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime, je dédie ce modeste travail qui est le fruit de nos efforts :

Mes très chers parents

Pour leurs encouragements, leurs soutiens, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je prie, Dieu le tout puissant de vos protéger et de vous procurer santé, bonheur et longue vie.

Mes très chères sœurs : Inas et lamia

Qui m'ont toujours m'entourer et me redonner du courage et de confiance

A toute ma famille : cousins et cousines, oncles et tantes

Mes très chers amis (es) particulièrement :

Lisa, kahina, lysa, kenza, jessna, zahia ,cylia ,hadjila et tout mes amis de ma promotion.

Une Spéciale dédicace a cette personne qui compte énormément pour moi, et pour qui je porte beaucoup de tendresse et de respect : Ali

Toute la promotion de Génie Civil 2022/2023

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :.....	2
I.2. Description de l'ouvrage :.....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	2
I.4. Donnée géotechniques du site :.....	3
I.6. Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	5
I.7. Etats limites :.....	6
Conclusion :.....	13

CHAPITRE II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

II.1 Introduction :	14
II.2 Pré-dimensionnement des éléments :.....	14
II.3. Les charges d'exploitation.....	27
II.4. Descente de charges.....	28
II.5. Surcharge d'exploitation :.....	29
II.6. Loi de dégression des surcharges	29
II.7. Conclusion	34

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction:.....	35
III.1.Plancher:.....	35
III.2.calcul des balcons :.....	57
III 3. Calcul des escaliers :	63
III.4. Étude de la charpente	79
III.4.2.1 Charges permanentes :.....	80
III.4.2.2 Charges d'exploitations :.....	80
III.4.5.1 Effort revenant aux pannes :.....	80
III.4.5.2 Effort revenant aux chevrons :	80
III.4.5.3 Efforts revenant aux liteaux :	881
Conclusion :.....	86

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Introduction :.....	86
IV.1.Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):	86
IV.2. Etapes de la modélisation :	86
IV.3. Choix de la méthode de calcul :	87
IV.4. Principe de la méthode :.....	87
IV.5. Les étapes à suivre :	87

Introduction :	101
IV.1 Caractéristique de la structure :	101
IV.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003].....	101
IV.3 Pourcentage de masse participante :	103
IV.4. Justification vis-à-vis de contreventement :	103
IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003].....	109
IV.6 Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :	111
IV.7.Vérification des déplacements relatifs :	112
IV.8 Déplacement maximal :	113
IV.9.Vérification de l'effet P-Delta :	115
Conclusion :	117

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments

V.1. Poteaux	118
V.2. Poutres :.....	137
V.3. Voiles :	148

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :	161
VI.2 Choix du type de fondation :.....	161
VI.3 Dimensionnement :	162
VI.4 Etude du radier général :	165
VI.5 Ferrailage du radier :	173

Conclusion generale	191
----------------------------------	------------

Bibliographie

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1: vue en 3D de la structure.....	3
Figure I. 2: Diagramme de déformations et des contraintes du béton à L'ELU	7
Figure I. 3 : Diagramme de déformation et des contraintes du béton à L'ELS	8
Figure I. 4 : Treillis soudés	11
Figure I. 5: Diagramme contrainte- déformation de l'acier à L'ELU.....	12

CHAPITRE II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
Figure II. 2: coupe de voile en élévation	19
Figure II. 3: Coupe des voiles en plan.	20
Figure II. 4: Schéma des éléments de toiture.....	22
Figure II. 5: Coupe transversale du plancher d'étage courant	23
Figure II. 6: Coupe transversale de la dalle pleine	24
Figure II. 7: Coupe verticale du mur extérieur	25
Figure II. 8: Coupe verticale du mur intérieur.....	26
Figure II. 9: Coupe transversale du plancher terrasse accessible	26
Figure II. 10: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	28

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Figure III. 1: Plancher en corps creux	35
Figure III. 2: Treillis soudés de (20x20) cm ²	37
Figure III. 3: Caractéristique géométrique de la section en T	38
Figure III. 4: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	41
Figure III. 5: Coupe transversale de la poutrelle à 5 travées.	44
Figure III. 6: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU	47
Figure III. 7: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	47
Figure III. 8: Section de la poutre en Té.....	48
Figure III. 9: Coupe transversale de la poutrelle à 5 travées.	52
Figure III. 10: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS	54
Figure III. 11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS	55
Figure III.2. 1: Schéma statique du balcon	57
Figure III.2. 2: Schéma statique de la console.....	58
Figure III.3. 1:Schéma général d'une volée	63
Figure III.3. 2: vue en plan de l'escalier	65
Figure III.3. 3: Schéma statique d'escalier	65
Figure III.3. 4: Schéma statique de calcul l'escalier à l'ELU.....	69
Figure III.3. 5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	71
Figure III.3. 6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	76
Figure III.4. 1: Schéma statique de la panne	81

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Figure IV. 1: Charges horizontales reprises par la structure dans le sens x-x	104
Figure IV. 2: Charges horizontales reprises par les voiles.....	104
Figure IV. 3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens y-y	105
Figure IV. 4: Charges horizontales reprises par les voiles.....	106
Figure IV. 5: Charges verticales reprises par la structure.	107
Figure IV. 6: Charges verticales reprises par les voiles.....	108
Figure IV. 7: Efforts tranchants donnés par ETABS	111
Figure IV. 8: déplacement relatif dans le sens transversal.....	114
Figure IV. 9: déplacement relatif dans le sens longitudinal.....	114

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments

Figure V. 1 : Schéma de ferrailage.....	121
Figure V. 2 : Section partiellement comprimée (SPC).....	122
Figure V. 3 : Schéma de ferrailage.....	122
Figure V. 4 : Schéma de ferrailage.....	123
Figure V. 5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.	126
Figure V. 6 : Délimitation de la zone nodale.	128
Figure V. 7 : Section doublement armée.....	139
Figure V. 8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	153

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI. 1 : Coupe verticale du radier.	167
Figure VI. 2 : Diagramme des contraintes.	170
Figure VI. 3 : Réparation trapézoïdale.....	180
Figure VI. 4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x	185
Figure VI. 5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.....	185
Figure VI. 6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.	186
Figure VI. 7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y	186
Figure VI. 8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....	187
Figure VI. 9 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.	187

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1: Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	12
---	----

CHAPITRE II : Pré dimensionnement de l'ouvrage

Tableau II. 1: Charges revenant à la toiture	22
Tableau II. 2: Charges permanentes revenants à l'étage courant.	24
Tableau II. 3: Charges permanentes revenants à la dalle pleine	25
Tableau II. 4: Charges permanentes revenants aux murs extérieurs.	25
Tableau II. 5: Charges permanentes revenants aux murs intérieurs.	26
Tableau II. 6: Charges permanentes du plancher terrasse accessible.	27
Tableau II. 7: charges d'exploitation selon le DTR.....	27
Tableau II. 8: Coefficients de dégression de surcharge.....	30
Tableau II. 9: Pré dimensionnement des poteaux.....	31
Tableau II. 10: Vérification aux RPA.....	32
Tableau II. 11: Vérification du flambement des poteaux.	33

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III. 1: Efforts tranchants à l'ELU	47
Tableau III. 2: Efforts tranchants à l'ELS	54

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure

Tableau IV. 1: Période et nombre de mode considérer.	102
Tableau IV. 2: Vérification de vibration des mode	103
Tableau IV. 3: Facteur de qualité Q.....	110
Tableau IV. 4: Vérification de l'effort normal réduit	112
Tableau IV. 5: Déplacements inter étage sens longitudinal.....	112
Tableau IV. 6: Déplacements inter étage sens transversal.....	113
Tableau IV. 7: vérification de l'effet P- Δ sens x-x	116
Tableau IV. 8: vérification de l'effet P- Δ sens (y-y)	116

CHAPITRE V: Ferrailage des éléments

Tableau V. 1 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA	119
Tableau V. 2 : Les différentes sollicitations dans les poteaux.	124
Tableau V. 3 : Tableau de ferrailage des poteaux.....	127
Tableau V. 4 : Délimitation de la zone nodale.....	128
Tableau V. 5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales	132
Tableau V. 6 : Vérifications la condition de non fragilité sens X-X.	133
Tableau V. 7 : Vérifications la condition de non fragilité sens Y-Y.	134
Tableau V. 8 : Vérifications Les Contraintes dans le sens longitudinal.	135
Tableau V. 9 : Vérifications Les Contraintes dans le sens transversal.	136
Tableau V. 10 : Recommandations du RPA	137
Tableau V. 11 : Ferrailage des poutres	139
Tableau V. 12 : Vérification condition de non fragilité.....	142

Tableau V. 13 : Vérification aux cisaillements.....	143
Tableau V. 14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	144
Tableau V. 15 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.....	144
Tableau V. 16 : Influence de l'effort tranchant aux appuis	145
Tableau V. 17 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres.....	146
Tableau V. 18 : Vérification à l'ELS	147
Tableau V. 19 : Tableau des armatures verticales	153

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI. 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	162
Tableau VI. 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	162
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier	177
Tableau VI. 4 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.	188
Tableau VI. 5 : Armature transversal.	188
Tableau VI. 6 : Vérification de la condition de non fragilité.....	189
Tableau VI. 7 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	189
Tableau VI. 8 : Vérification à l'ELS.	190

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'ingénierie a été un aspect de la vie depuis les débuts de l'existence, et elle a évolué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qui est un vaste domaine, englobant la planification, la conception, la construction et la réhabilitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment le bâtiment.

La construction à multi-étages est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations.

Vu que l'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé ces règlements conçus une meilleur protection sismique des structures.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et relativement précis utilisons la technique des éléments finis bien adaptée au Génie Civil.

Pour notre projet, nous avons utilisé le logiciel ETABS pour modéliser notre structure, qui est un bâtiment en béton armée (R+7 + charpente en bois) à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone à moyenne sismicité.

Dans ce travail, nous avons mis l'accent sur les différentes étapes de calcul. Nous avons commencé par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier. Nous nous sommes intéressés ensuite au pré-dimensionnement et au calcul des éléments (planchers, escaliers ...).

Les résultats obtenus nous ont permis de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite on a élaboré les plans d'exécution.

CHAPITRE I

présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur à savoir le Règlement parasismique Algérien (**RPA 99, Modifié en 2003**), les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**BAEL91 modifiée 99**), charge et charge d'exploitation (**DTR-BC,22**), et conception et calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude consiste à faire le calcul d'un bâtiment (**R+6+ étage attique +Charpente en bois**) en béton armé à usage d'habitation et de service, ce bâtiment sera implanté à la wilaya de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Ce bâtiment est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale ne dépasse pas 48 mètres, d'après le règlement parasismique algérien, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2. (**RPA 99/version2003, article3,2**)

La structure est composée de :

- ✓ Un RDC
- ✓ Un étage de service
- ✓ Cinq étages courant à usage d'habitation.
- ✓ Un étage en attique à usage d'habitation.
- ✓ Une cage d'escalier.
- ✓ Une charpente en bois.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale	H=27,67m
Longueur totale	L= 17.40 m
Largeur totale	l = 14.05m
Hauteur du RDC	h= 4.08m
Hauteur d'étage courant	h = 3,06 m
Hauteur d'étage service	h = 3,06 m
Hauteur d'étage en attique	h = 2,86 m

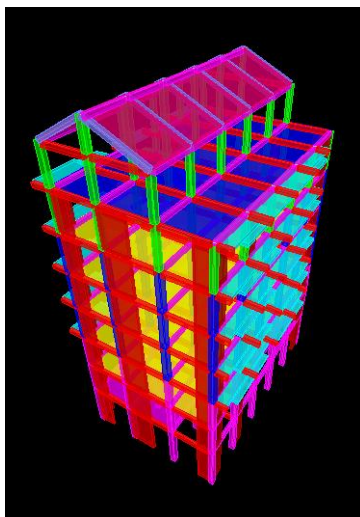


Figure I. 1: vue en 3D de la structure.

I.4. Donnée géotechniques du site :

Les caractéristiques du sol sont suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de **2 bars**.
- Le site est considéré comme site meuble (S3)

I.5. Les éléments de l'ouvrage :

La structure est partagée en deux parties essentielles :

A) la superstructure :

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique. (**RPA99/VERSION2003, article 2.5.1**).

➤ la structure est composée des éléments ci-après :

- l'ossature :

Les règles parasismiques Algériennes «**RPA99/version 2003** » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature en voiles et en portiques.

- **Les voiles :**

Composés d'éléments verticaux rigides en béton armé, collés sur place. Disposés dans les deux sens transversaux et longitudinaux, d'une façon à reprendre les charges verticales et horizontales, afin d'assurer la stabilité et la rigidité.

- **Les portiques :**

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent les revêtements chargés et surchargés, ils assurent deux fonctions principales :

- **La fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres, les charges d'exploitation et transmettent les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

- **La fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Il existe plusieurs types de planchers, dans notre cas on a :

- ❖ Planchers à corps creux portés par les poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et ensuite aux éléments verticaux (voiles).

- ❖ Planchers en dalle pleine coulée sur place.

- **L'escalier :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (paillasse et palier) permettant d'accéder aux différents niveaux.

- **La toiture :**

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois. Elle est constituée de pannes, de chevrons, linteaux et de tuiles à emboitements.

- **Coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

- **Maçonnerie:**

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.), les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simples et doubles cloisons.

- **Murs extérieurs** : seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air 5cm, pour assurer une bonne isolation thermique et acoustique.
- **Murs intérieurs** : murs de séparation intérieure, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- **Les revêtements** :

Ils seront réalisés en :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit ciment pour les murs de façade, les cages d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

B) L'infrastructure:

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure au sol.

La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur les fondation, la mécanique des sols permet de son coté de connaître l'action du sol sur la fondation.

Vis-à-vis du sol la fondation assumera sa fonction tant que :

- ✓ Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation)
- ✓ Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.
- ✓ Le choix du type des fondations à adopter est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécanique de sol.

I.6. Caractéristiques mécanique des matériaux :

A) Béton :

Le Béton est un mélange de granulat (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment=0,5.

La composition de béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99 et le RPA2003**, elle sera déterminée par les abaques de Dreux Gurriss au laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Le poids volumique du béton est $p = 25 \text{ KN/m}^3$

A.1. Résistance caractéristique a la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours f_{c28} exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} est :

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ (Art A.2.1.11/BAEL91 modifié99)}$$

- Pour $j > 28$ jours : elle est prise conventionnellement égale à :

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

A.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée f_{tj} est donnée par le règlement (BAEL 99, art A.2.1, 12)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec: } f_{tj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \quad \Longrightarrow \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.7. Etats limites :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifié 99)

- Etat limite de contrainte du béton

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

1. Contrainte de compression :

a) L'Etat limite ultime [ELU] :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est –à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage). Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL91/A4.3, 41})$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle $\longrightarrow f_{bc} = 18,4 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante $\longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

θ : coefficient des charges

$\theta = 1$ lorsque $t > 24$ heures

$\theta = 0,9$ lorsque $1 < t < 24$ heures

$\theta = 0,85$ lorsque $t < 1$ heure

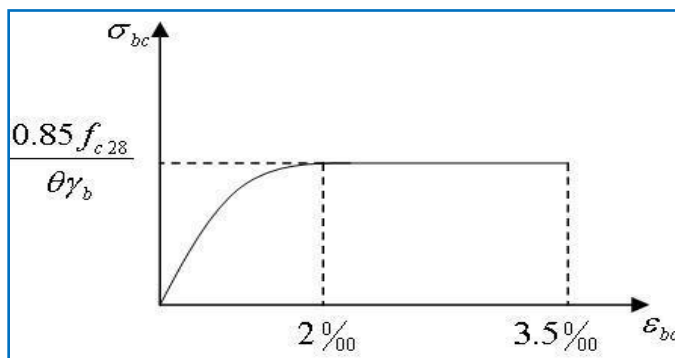


Figure I. 2: Diagramme de déformations et des contraintes du béton à L'ELU

- Interprétation de diagramme :

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle $2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ (état plastique).

b) L'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5.2) :

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$

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

- **Diagramme de contraintes et déformations du béton à L'ELS**

La déformation dans le béton à l'E.L.S est considérée comme linéaire et élastique. Son diagramme est donné par la figure suivante :

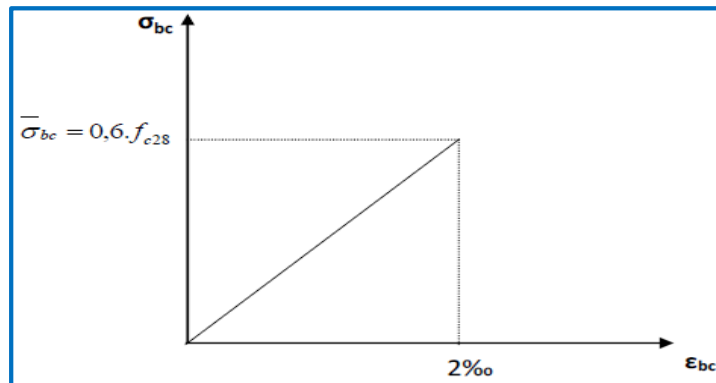


Figure I. 3 : Diagramme de déformation et des contraintes du béton à L'ELS

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

E_b = module d'élasticité

2. Contrainte limite de cisaillement:(Art A.5.1.1 BAEL 91 / modifié 99) :

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

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

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : hauteur utile ($d=h-c$)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

3. Combinaisons d'actions réglementaires :**a. Les actions :**

L'étude des charges, est une étape cruciale dans tous projets et elle doit être faite avec un grand soin, on distingue :

Les actions permanentes G

- Le poids propre des éléments.
- Le poids propre des équipements permanents.
- Le poids des poussées de terres.

Les actions variables Q

- Charges d'exploitations appliquées au cours de l'exécution
- Charges climatiques.

Les actions accidentelles

- Séisme.
- Explosions.
- Chocs.

b. Combinaison d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments on utilise les combinaisons suivantes :

Situations durables : ELU : $1.35G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Situations accidentelles : $G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

$G + Q \pm 1.2^E$

- **Déformation instantanée :**

- **Déformation longitudinale du béton :**

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures, elle est calculée à l'aide du module instantané de déformation longitudinale E_{ij} .

Ce module d'élasticité du béton est important pour estimer les déformations des éléments en béton.

- On adopte pour le module de déformation longitudinal instantané du béton noté E_{ij} une valeur $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}$ (f_{cj} et E_{ij} exprimés en MPa ou N/mm²)

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

- **Déformation transversales :**

Elles se calculent des déformations longitudinales en utilisant le coefficient de poisson, donné

par la relation suivante : $\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$

Le module de déformation transversale du béton est donné par :

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

Avec : E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson

⇒ **Coefficient de poisson :**

Il est défini par rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale : $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$ (BAEL 91 modifié 99 article 2.1.3)

Il est pris égal :

- $\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

B) L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone (en faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)**
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)**
- **Treillis soudés (TS)**

- Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :
 - .Aciers à hautes adhérences **FeE400**, dont la limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$.
 - .Treillis soudés **TS520** ($\Phi < 6\text{mm}$), dont la limite d'élasticité $f_e = 520\text{MPa}$

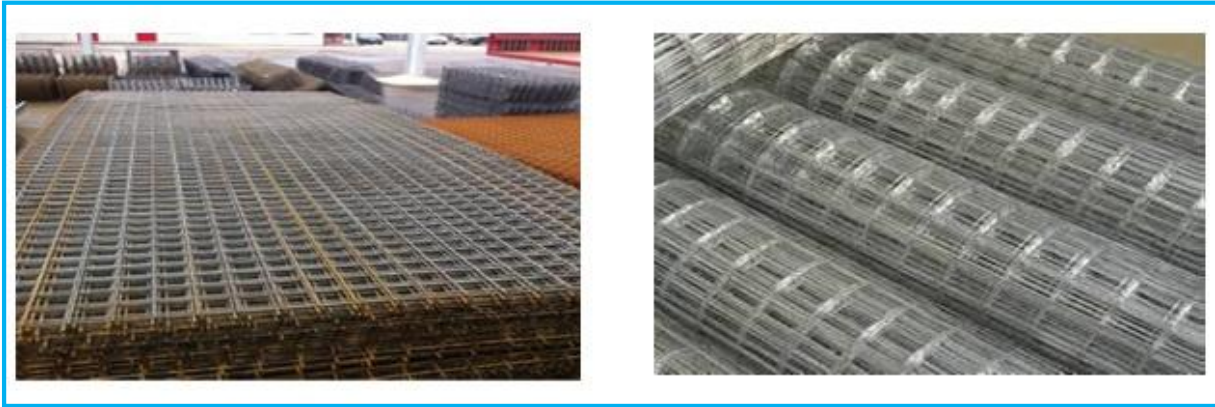


Figure I. 4 : Treillis soudés

a) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est donné par l'article **A.2.2.1 du BAEL 99** comme suit :

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

b) Contrainte limite de l'acier

b.1. Contrainte limite ultime

La contrainte limite ultime de déformation est donnée par l'article **A.4.3 ,2 du BAEL 99** comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

F_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ Situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ Situation accidentelle.

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

Nuances / Situations	Courante ($\gamma_s = 1.15$)	Accidentelle ($\gamma_s = 1$)
$f_e = 400 \text{ MPa}$.	$\bar{\sigma}_{st} = 347.83 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$.	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

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

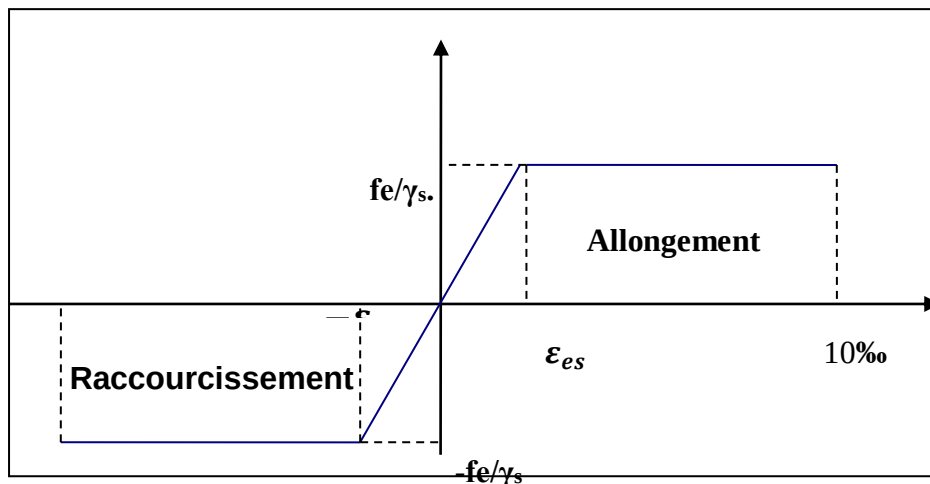


Figure I. 5: Diagramme contrainte- déformation de l'acier à L'ELU.

b.2. Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

- ✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.
- ✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa} \right).$$

Avec :

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

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

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

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

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

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

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right]$$

Protection d'armatures: (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)

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

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments de notre Ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous Allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques **Algériennes (RPA99/version 2003)**

CHAPITRE II

Prédimensionnement de l'ouvrage

II.1 Introduction :

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91, le RPA 99 modifié 2003, CBA 93 et DTR**, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments :

II .2.1 Les planchers :

➤ Planchers à corps creux:

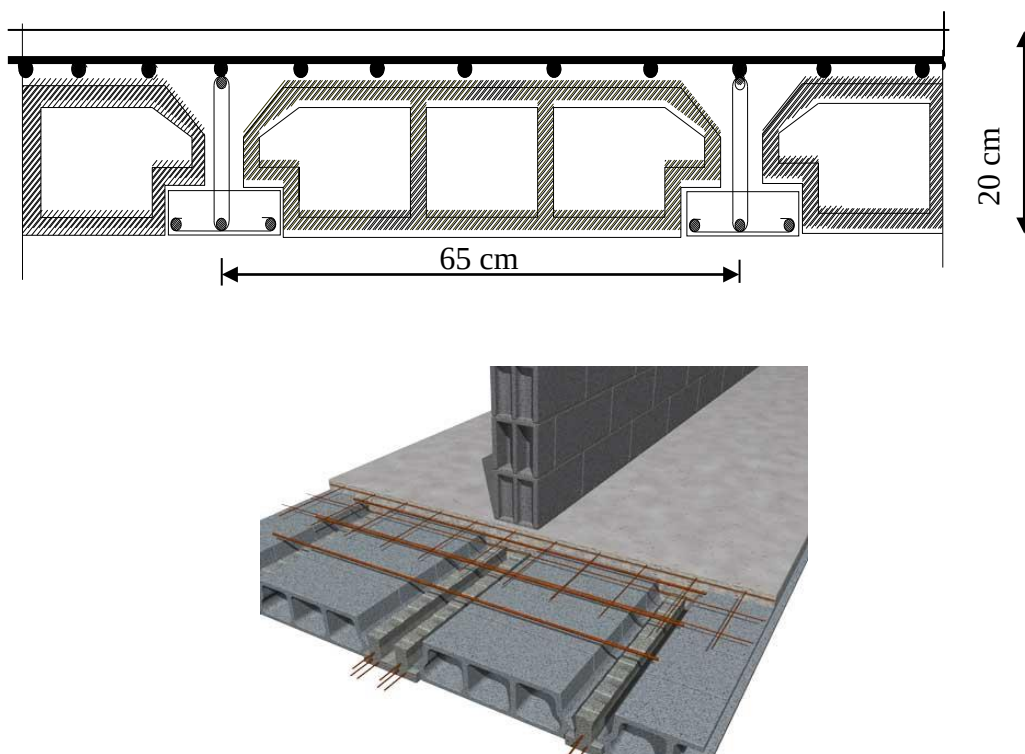


Figure II. 1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante : (**article B.6.8,4 24/BAEL 91**)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

- $L_{\max}$: la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$

Nous aurons donc :

$$h_t \geq \frac{315}{22,5} = 14 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm

➤ **Plancher en dalle pleine:**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions, Leur épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu

● **Condition de résistance à la flexion**

Pour une dalle reposant sur 02 appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{340}{35} \leq e \leq \frac{340}{30}$

D'où : $9,71 \leq e \leq 11,33$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur **$h_t = 15\text{cm}$**

● **Résistance au feu**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$ep = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$ep \geq 7\text{cm}$ Pour les planchers ne présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

● **Condition d'isolation acoustique : (DTR C3.1.1)**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

Avec :

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

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

Donc : $e = \max(11, 15, 15) = 15\text{cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de **15 cm**

II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

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

- Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

$L_{\max}$: Portée maximale entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article **(7.5.1 du RPA 99/version 2003)**, qui sont les suivantes :

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

II.2.2.1 Poutres principales :**➤ Hauteur**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

D'où :

$$25 \leq h \leq 37.5 \text{ cm} \quad \mathbf{h=35 \text{ cm}}$$

➤ Largeur

$$.0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$.0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \mathbf{D'où :} \quad 14 \leq b \leq 24.5 \quad \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1,4 \leq 4$ condition vérifiée.

II.2.2.3 Poutres secondaires :**➤ Hauteur**

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$$

D'où :

$$21 \leq h \leq 31.5 \text{ cm} \quad \mathbf{h= 30 \text{ cm}}$$

➤ Largeur

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

D'où :

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- | | |
|---|---------------------|
| 1. $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ | condition vérifiée. |
| 2. $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $30 \geq 30 \text{ cm}$ | condition vérifiée. |
| 3. $h_t / b \leq 4$ $30 / 25 = 1,2 \leq 4$ | condition vérifiée. |

II.2.2.4 Poutres inclinées :**➤ Hauteur :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

D'où :

$$25 \leq h \leq 37,5 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

➤ Largeur :

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

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

D'où :

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)

- | | |
|--|---------------------|
| $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ | condition vérifiée. |
| $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $45 \geq 30 \text{ cm}$ | condition vérifiée. |
| $h_t / b \leq 4$ $45 / 30 = 1,5 \leq 4$ | condition vérifiée. |

II.2.2.5 Poutres de palières :**➤ Hauteur :**

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10}$$

D'où :

$$21 \leq h \leq 31,5 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

➤ Largeur :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

D'où :

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad b=25\text{cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003

- | | | |
|---------------------------------|-------------------------|---------------------|
| 4. $b \geq 20 \text{ cm}$ | $25 \geq 20 \text{ cm}$ | condition vérifiée. |
| 5. $h_t \geq 30\text{cm}$ | $30 = 30\text{cm}$ | condition vérifiée. |
| 6. $h_t / b \leq 4$ | $30 / 20 = 1,5 \leq 4$ | condition vérifiée. |

II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales et verticales.

D'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : $L \geq 4a$

Avec :

l : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

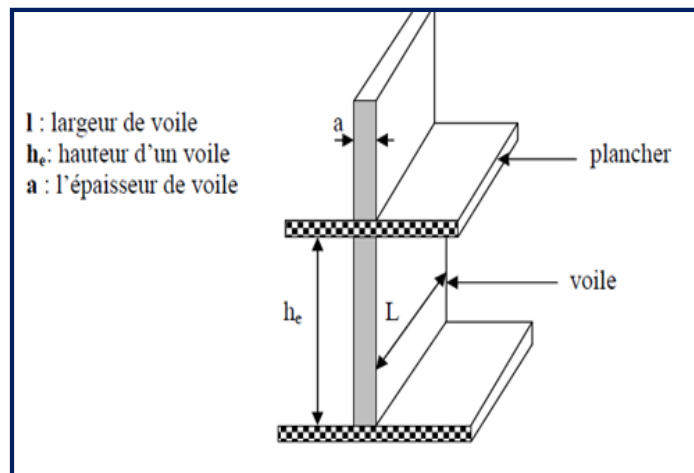


Figure II. 2: coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

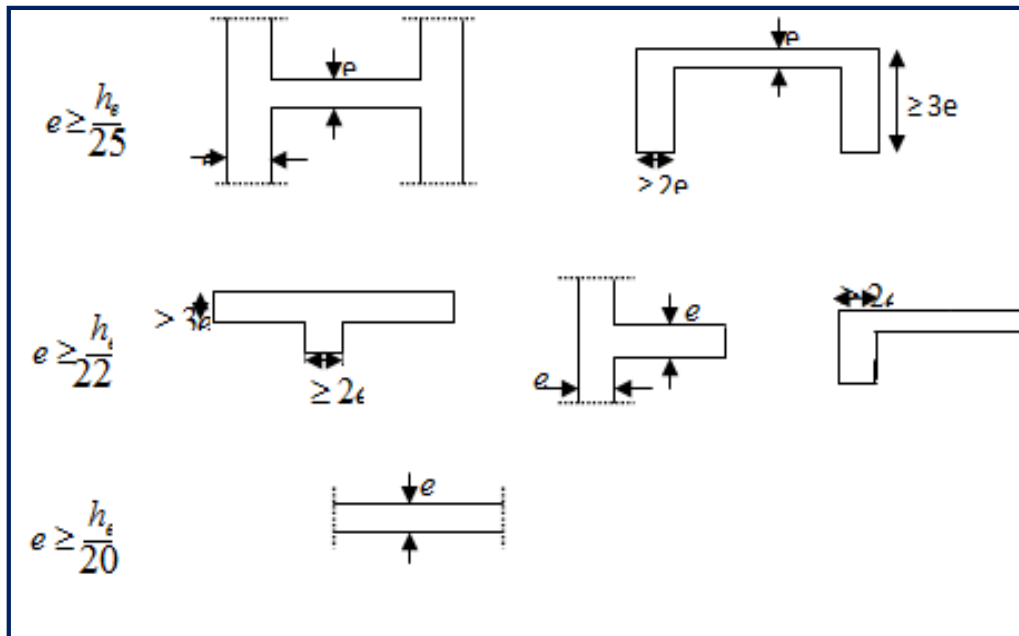


Figure II. 3: Coupe des voiles en plan.

Nous opterons pour le 3ème cas : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Nous avons trois hauteurs différentes dans notre bâtiment :

- **Au niveau du rez-de-chaussée :**

$$H_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

- **Au niveau des étages courants :**

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

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

Donc on choisira entre :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max(19.4; 14.3) = 19.4 \text{ cm} \quad a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Remarque :

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20 cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes des coffrages. Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

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

II.2.4 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de **zone IIa** :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$\nu = \frac{N_s}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots (\text{RPA version 2003/Art 7.4.3.1})$$

$$\Rightarrow B_c \geq \frac{N_s}{0,3 f_{c28}} \quad \text{Avec} \quad N_s = G + Q$$

- **Ns** : effort normal revenant au poteau considéré
- **G** : charges permanentes
- **Q** : charges d'exploitations en tenant compte de la régression des Surcharges
- **Bc** : section des poteaux ($B_c = S$)

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de **(25×25) cm²**.

évaluations des charges et surcharges (Selon DTR .BC22) :

➤ charges permanentes G :

1- Toiture :

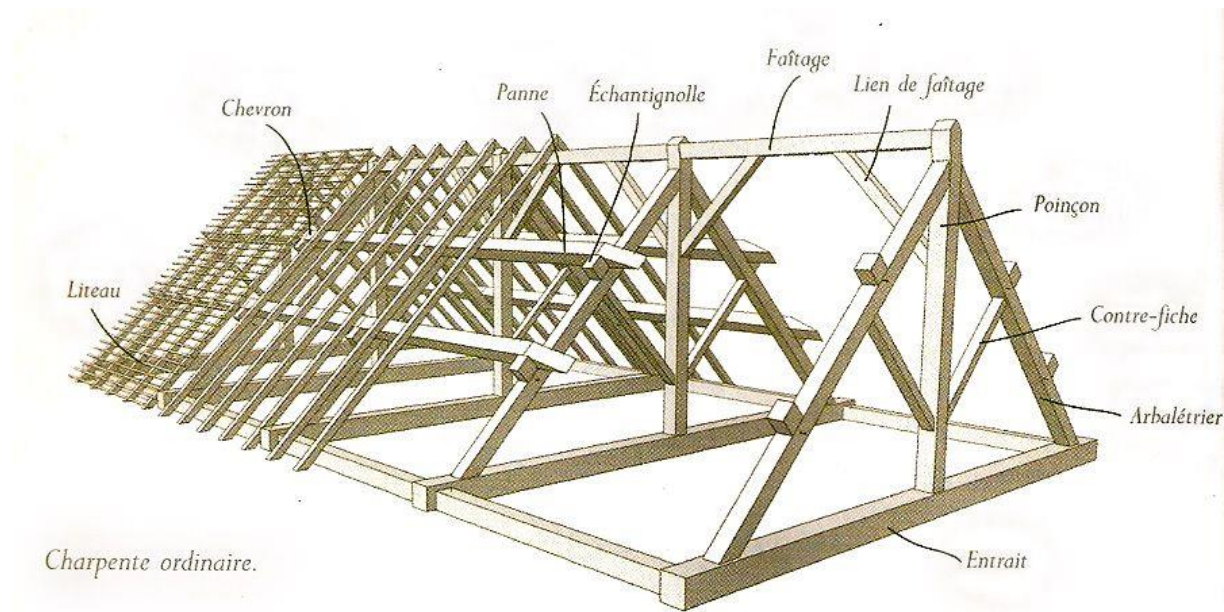
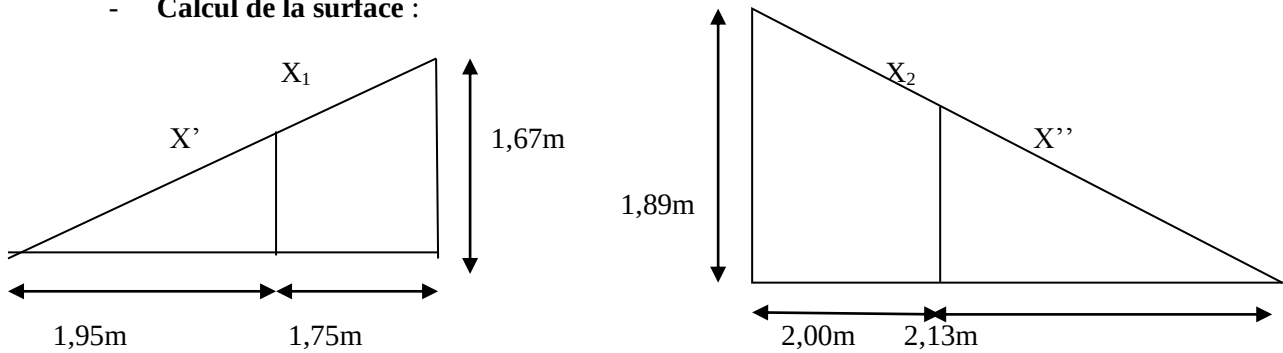


Figure II. 4: Schéma des éléments de toiture.

N°	Désignation	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couverture en tuile mécanique (liteaux compris)	/	/	0,4
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0,1
3	Murs Pignons	/	/	0,9
G total				1,4

Tableau II. 1: Charges revenant à la toiture

- Calcul de la surface :



✓ Le calcul fait en tenant compte de l'inclinaison de la toiture

Calcul de α_1 :

On a :

$$\text{Tang } \alpha_1 = \frac{1,67}{3,70} = 0,45 \text{ D'où : } \alpha = 24,2^\circ$$

$$\text{Tang } \alpha_2 = \frac{1,89}{4,13} = 0,45 \text{ D'où : } \alpha = 24,2^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha_1 = \frac{1,75}{X_1} = X_1 = 1,91 \text{ m}$$

$$\text{Cos } \alpha_2 = \frac{2}{X_2} = X_2 = 2,20 \text{ m}$$

• La surface de toiture inclinée St:

$$\text{St}_1 = x_1 \cdot (3,40/2) = 1,91 \times 1,70 = 3,247 \text{ m}^2 = \text{St}_3$$

$$\text{St}_2 = x_2 \cdot (3,40/2) = 2,20 \times 1,70 = 3,74 \text{ m}^2 = \text{St}_4$$

$$S_{\text{Tot}} = \text{St}_1 + \text{St}_2 + \text{St}_3 + \text{St}_4$$

$$S_{\text{Tot}} = (3,25 \times 2) + (3,74 \times 2)$$

$$S_{\text{Tot}} = 14 \text{ m}^2$$

2- Plancher d'étage courant :

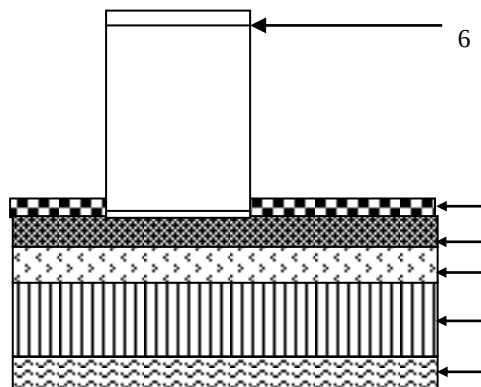


Figure II. 5: Coupe transversale du plancher d'étage courant

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2	revêtement en carrelage	0.02	22	0,44
3	mortier de pose	0.03	20	0.60
4	couche de sable	0.02	22	0.44
5	plancher en corps creux	(16+4)	14	2,8
6	enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				5,38

Tableau II. 2: Charges permanentes revenants à l'étage courant.

3- Plancher dalle pleine :



Figure II. 6: Coupe transversale de la dalle pleine

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Chape en mortier de ciment	0,03	20	0,6
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Dalle pleine en béton armé	0,20	25	5
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				G=6,58

Tableau II. 3: Charges permanentes revenants à la dalle pleine

4- La Maçonnerie en brique

➤ Murs extérieurs :

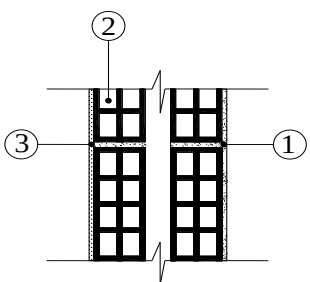
Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)	
1	enduit de ciment	0.02	18	0.36	
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9	
	Lame d'air	0.05	0	0	
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9	
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2	
TOTAL				2,36	

Figure II. 7: Coupe verticale du mur extérieur

Tableau II. 4: Charges permanentes revenants aux murs extérieurs.

➤ Murs intérieurs

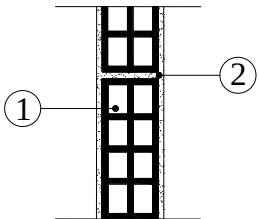
Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)	 Figure II. 8: Coupe verticale du mur intérieur
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2	
2	Briques creuses	0.1	9	0,9	
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2	
TOTAL				1,3	

Tableau II. 5: Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

5- Plancher terrasse accessible en corps creux :

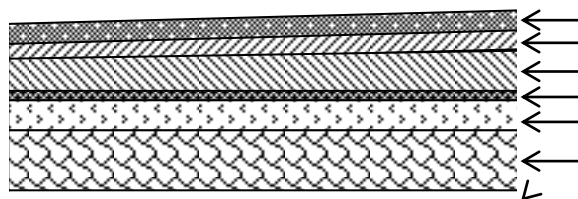


Figure II. 9: Coupe transversale du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	44
2	Mortier de pose	0.02	20	40
3	Lit de sable	0.02	18	36
4	Etanchéité multicouche	0.02	6	12
5	plancher en corps creux	(16+4)		31
6	enduit en plâtre	0.02	10	20
TOTAL				4,62

Tableau II. 6: Charges permanentes du plancher terrasse accessible.

II.3. Les charges d'exploitation

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

Éléments	Q (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher étage courant	1,5
Plancher étage de service	2,5
Plancher du RDC	3,5
Plancher terrasse accessible	1,5
Escaliers	2,5
Balcons	3,5

Tableau II. 7: charges d'exploitation selon le DTR

II.4. Descente de charges

a. Surface d'influence du poteau le plus sollicité C2 :

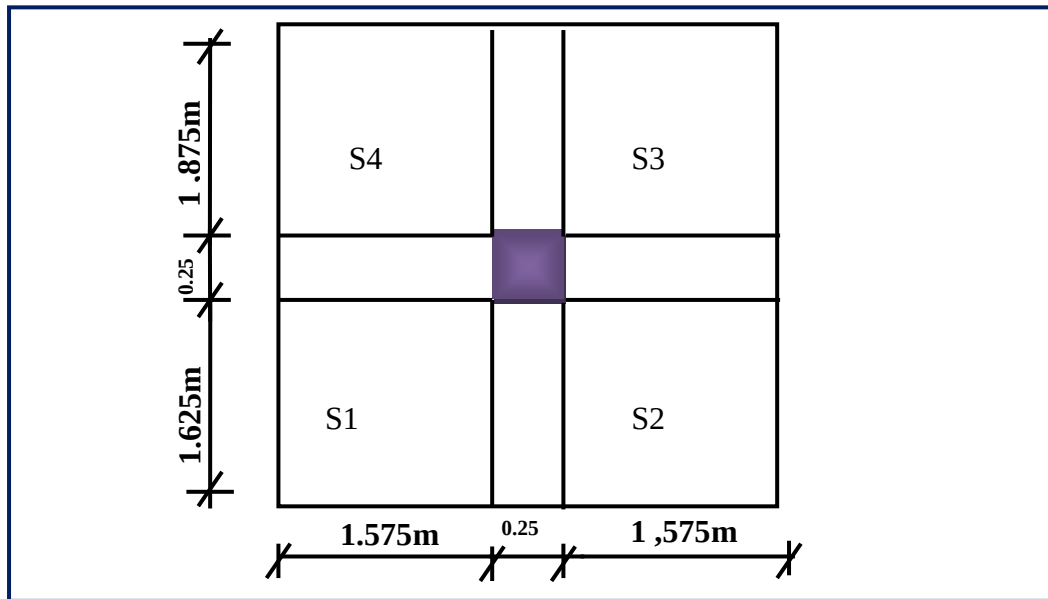


Figure II. 10: Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité

A) Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_t = (1,875 \times 1,575) + (1,875 \times 1,575) + (1,575 \times 1,625) + (1,575 \times 1,625) = 11,025 \text{ m}^2$$

$$S_t = 11,025 \text{ m}^2$$

B) Poids propre des éléments

➤ Toiture :

Poids de la toiture : $p = G \times S_{\text{brut}}$

$$G_{\text{toit}} = 1,4 \times 14 = 19,6 \text{ KN}$$

➤ Les planchers

Poids du plancher : $P = G \times S_{\text{net}}$

- Plancher étage courant :

$$G = 11,025 \times 5,38 = 59,31 \text{ KN}$$

- plancher terrasse accessible :

$$G = 4,46 \times 11,025 = 48,84 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**

$$G_{pp} = b \times h \times L \times \rho \text{ avec } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poutre principale : } G_{pp} = (0.35 \times 0.25) \times (4 - 0.25) \times 25 = 8.20 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } G_{ps} = (0.30 \times 0.25) \times (3.40 - 0.25) \times 25 = 5.906 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre incliné de la toiture : } G_{pt} = ((0.35 \times 0.25) \times (4 - 0.25) \times 25 \times \cos 24.2 = 6.07 \text{ KN}$$

➤ **Poteaux :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec h_e : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

➤ Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure $b = 25 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$:

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

$$G_{EA} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (2.86) \times 25 = 4.46 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = (0.25 \times 0.25) \times (3.06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

$$G_{P\text{-}toiture} = 0.25 \times 0.25 \times (h_e) \times 25 = 0.25 \times 0.25 \times 2.41 \times 25 = 3.76 \text{ KN}$$

II.5 Surcharge d'exploitation :

- Toiture : $Q_t \times S_t = 1 \times 14 = 14 \text{ KN}$
- Plancher T-accessible: $Q_t \times S_t = 1.5 \times 11.025 = 16.53 \text{ KN}$
- Plancher étage de service : $Q_t \times S_t = 2.5 \times 11.025 = 27.57 \text{ KN}$
- Plancher Étage courant : $Q_t \times S_T = 1.5 \times 11.025 = 16.53 \text{ KN}$
- Plancher rez-de-chaussée : $Q_t \times S_t = 2.5 \times 11.025 = 27.57 \text{ KN}$

II.6. Loi de dégression des surcharges

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement surtout les planchers. La loi de dégression des surcharges

s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \dots\dots\dots \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharges d'exploitation de la toiture

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

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

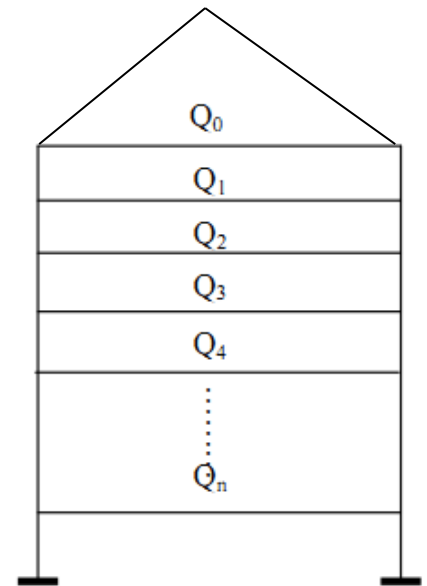
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + \Sigma_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{(3+n)}{2n}\right] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$



Niveau	Toiture	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,71	0.69

Tableau II. 8: Coefficients de dégression de surcharge

II.6.1. Les surcharges cumulées :

Toiture = $Q_0 = 14 \text{ KN}$

7^{ème} = $Q_0 + Q_1 = 14 + 16,53 = 30,53 \text{ KN}$

6^{ème} = $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 14 + 0,95 (16,53 \times 2) = 45,41 \text{ KN}$

5^{ème} = $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14 + 0,90 (16,53 \times 3) = 58,63 \text{ KN}$

4^{ème} = $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5) = 14 + 0,85 (16,53 \times 4) = 70,20 \text{ KN}$

3^{ème} = $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6) = 14 + 0,80 (16,53 \times 5) = 80,12 \text{ KN}$

2^{er} = $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7) = 14 + 0,75 (16,53 \times 6) = 88,38 \text{ KN}$

1^{er} = $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8) = 14 + 0,71 (27,57 + 16,53 \times 6) = 103,99 \text{ KN}$

RDC = $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14 + 0,69 (16,53 \times 6 + 27,57 \times 2) = 120,48 \text{ KN}$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges		Effort	Section (cm ²)	
						d'exploitation		Normal		
						(KN)		(KN)		
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteaux	G _{tot}	G _C	Q	Q _C	N _s =G _C +Q _C	$S \geq \frac{N_s}{0,3 \times f_c \times 28}$	A _{adop}
Toiture	19,6	11,97	3,76	35,36	35,36	14	14	49,36	65,8133	35×35
7	59,31	14,1	4,46	77, 87	113,2	16,53	30,53	143,76	191,68	35×35
6	59,31	14,1	4,78	78,19	191,4	16,53	45,41	236,83	315,773	35×35
5	59,31	14,1	4,78	78,19	268,6	16,53	58,63	327,24	436,32	40×40
4	59,31	14,1	4,78	78,19	347,8	16,53	70,2	418	557,333	40×40
3	59,31	14,1	4,78	78,19	426	16,53	80,12	506,11	674,813	40×40
2	59,31	14,1	4,78	78,19	504,2	16,53	88,38	592,56	790,08	45×45
1	59,31	14,1	4,78	78,19	582,4	27,57	103,99	686,36	915,146	45×45
RDC	59,31	14,1	6,38	79,79	660,6	27,57	120,48	781,04	1041,38	45×45

Tableau II. 9: Pré dimensionnement des poteaux.

1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivant :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35×35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{241}{20} = 12,05 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
35×35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
35×35	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,05 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40×40	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,05 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45×45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,05 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
45×45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	

Tableau II. 10: Vérification aux RPA.

2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

Qi : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : section transversale du poteau (b×h)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau: $I = \frac{bh^3}{12}$

Niveaux	B(cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	S(cm ²)	i (cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
Toiture	35	35	125052.08	1225	10.10	241	168,7	16,7	C.V
7	35	35	125052.08	1225	10.10	286	200,2	19,82	C.V
6	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21,2	C.V
5	40	40	213333,3	1600	11.54	306	214.2	18,56	C.V
4	40	40	213333,3	1600	11.54	306	214.2	18,56	C.V
3	40	40	213333.33	1600	11.54	306	214.2	18,56	C.V
2	45	45	341718,8	2025	12,99	306	214.2	16,48	C.V
1	45	45	341718,8	2025	12,99	306	214.2	16,48	C.V
RDC	45	45	341718,8	2025	12,99	408	285,6	21,98	C.V

Tableau II. 11: Vérification du flambement des poteaux.

➤ On conclut que la condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.7.Conclusion

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

Hauteur du plancher en corps creux		Ht=20cm (16+4)
Epaisseur de la dalle pleine		e=15 cm
Epaisseur des voiles		a=20 cm
Section des poutres	Poutres principales+poutres fermes	(35x25) cm²
	Poutres secondaires+poutres palière	(30x25) cm²
	Poutres de chainages	(30x20) cm²
Section des poteaux	Toiture+7^{ème}+6^{ème}	(35x25) cm²
	5^{ème}+4^{ème}+3^{ème}	(40x40) cm²
	2^{ème} +1^{ème}+RDC	(45x45) cm²

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

Introduction:

Les planchers sont des éléments structuraux seront calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et **le RPA99 version 2003**.

III.1 Plancher:

III.1.1 Plancher en corps creux :

Notre structure est constituée des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons quatre planchers différents qui diffèrent de leurs charges d'exploitation (service, habitation, dernier étage).

Le plancher en corps creux est constitué de :

- ✓ Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, à distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- ✓ Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton armé.

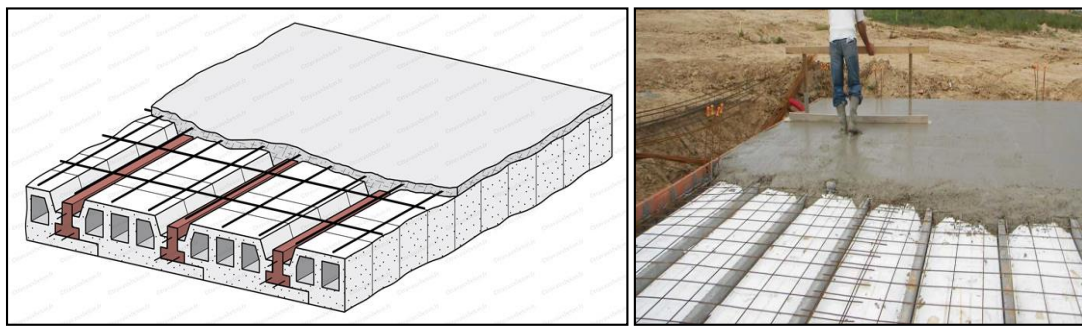


Figure III. 1: Plancher en corps creux

III.1 2 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{mL}$, avec un espacement **e = 20 cm**

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement **e = 20 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (20× 20) cm².

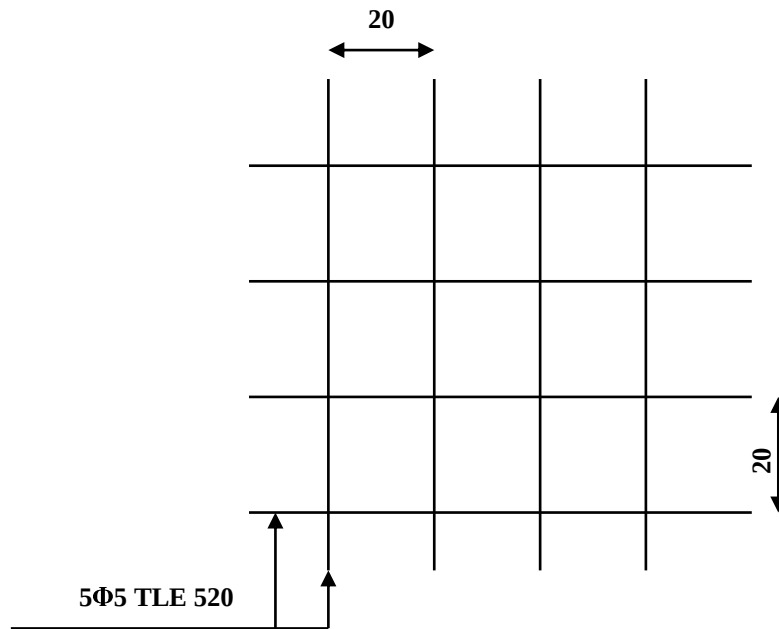


Figure III. 2: Treillis soudés de (20x20) cm²

III.1.3 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm².

- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

Remarque :

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qu'est le sens x-x

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci dessous :

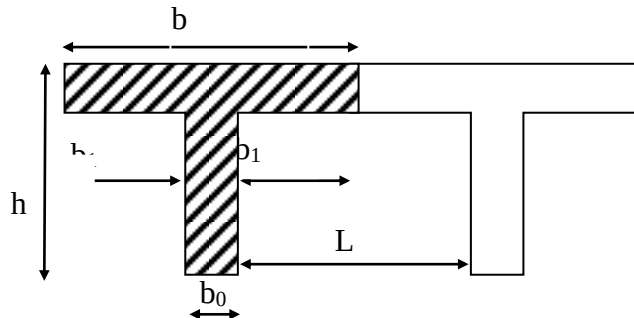


Figure III. 3: Caractéristique géométrique de la section en T

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

L : distance entre faces voisines de deux nervures

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

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

➤ **Calcul de la poutrelle à l'ELU:**

a) Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

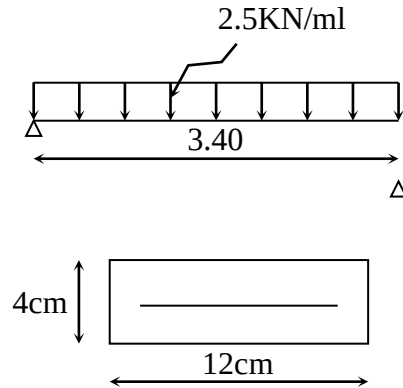
- **combinaison d'actions :**

$$A \text{ l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,40^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,40}{2} = 4,25 \text{ KN}$$



- **ferraillage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3,61 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,296 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té** qui repose sur plusieurs appuis.

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

- **Détermination des sollicitations et des combinaisons des charges :**

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable et pour cela on compare les cas suivants :

a. Plancher d'étage courant:

$$\text{Poids propre du plancher : } G = 5,38 \times 0,65 = 3,49 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml.}$$

$$\begin{cases} \text{A l'ELU: } q_u = (1.35 \times 3.34) + (1.5 \times 0.975) = 5,971 \text{ kN/ml.} \\ \text{A l'ELS: } q_s = 3.34 + 0.975 = 4,315 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

b. Plancher dernier étage :

Poids propre du plancher : $G = 4,62 \times 0,65 = 3 \text{ kN/ml.}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml.}$

$$\begin{cases} \text{A l'ELU: } q_u = (1.35 \times 3) + (1.5 \times 0.975) = 5,512 \text{ kN/ml.} \\ \text{A l'ELS: } q_s = 3 + 0.975 = 3,975 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

c. Plancher étage de service et RDC :

Poids propre du plancher : $G = 5,38 \times 0,65 = 3,497 \text{ kN/ml.}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml.}$

$$\begin{cases} \text{A l'ELU: } q_u = (1.35 \times 3,497) + (1.5 \times 1,625) = 7,15 \text{ kN/ml.} \\ \text{A l'ELS: } q_s = 3,497 + 1,625 = 5,122 \text{ kN/ml.} \end{cases}$$

Donc :

L'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (**Poutrelles du plancher RDC**) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

III.1.3 Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

A) Méthode forfaitaire :**➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Art B.6.210 BAEL 91 modifiée99) :**

- 1) La méthode s'applique aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée.
- 2) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m²

a. $Q \leq \{2G \text{ ou } 5\text{kN/m}^2\}$

b. $Q = 2,5\text{kN/m}^2 < 2 \times 5,38 = 10,76\text{kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- 3) les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

- 4) les portées libres successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25: **(0.80 $\leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$)** on a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,40}{3,40} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,40}{3,40} = 1 \end{array} \right\} \text{C'est les même pour tout les travées} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 5) la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.1.4 Principe de la méthode:

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

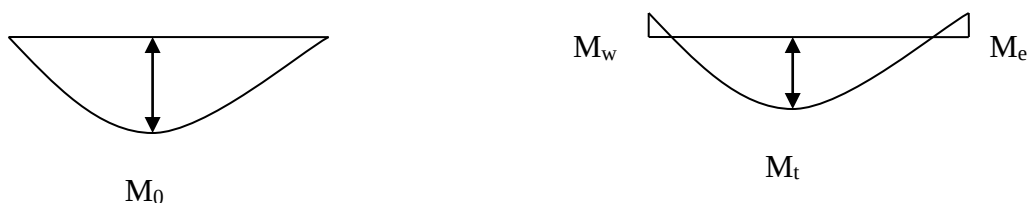


Figure III. 4: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

III.1.5 Exposé de la méthode :

• le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à charge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha=0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastres

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

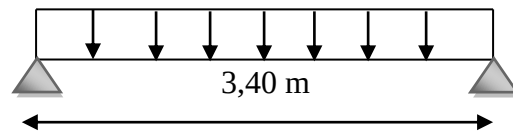
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + q \frac{L}{2}$$

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

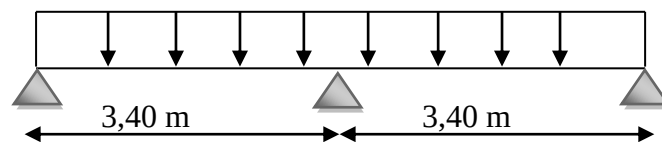
Remarque :

Nos planchers comportent **4 types** de poutrelles :

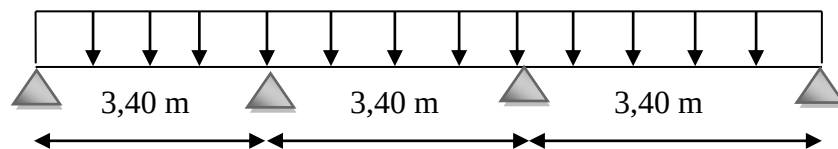
➤ **Type 01 :**



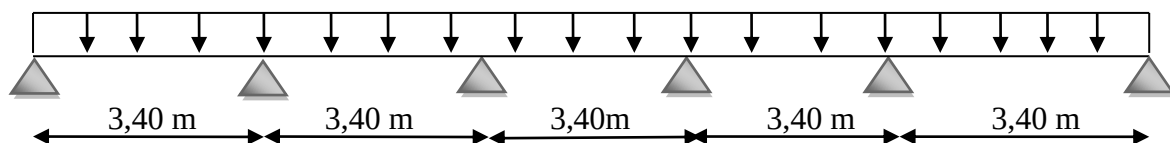
➤ **Type 02 :**



➤ **Type 03 :**



➤ **Type 04 :**



III.1.6 Calcul à l'ELU :

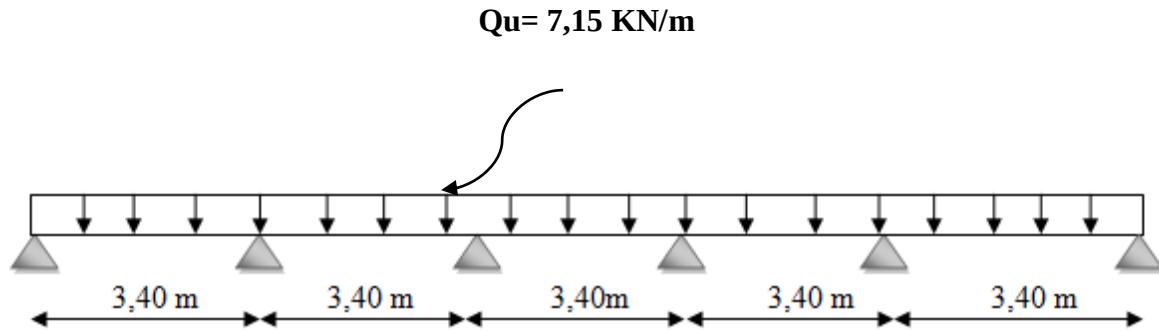


Figure III. 5: Coupe transversale de la poutrelle à 5 travées.

1. Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 5,38} = 0,317 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,317$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,09$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,54$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,64$$

2. Calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,64 M_0$$

$$- M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,748M_0$$

On prend $M_t = 0,75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0,4M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,748M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,54M_0$$

On prend $M_t = 0,75 M_0$

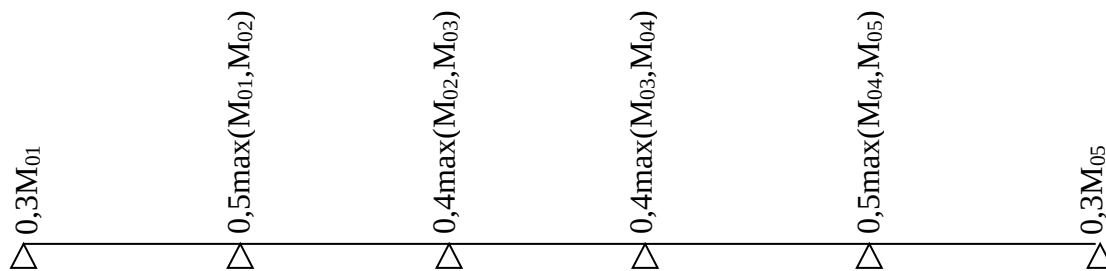
3. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = \frac{Qu \times L^2}{8} = \frac{7,15 \times (3,4)^2}{8} = 10,33 \text{ KN.m}$$

4. Moments aux appuis:

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0 \text{ max}$$



➤ Les moments aux appuis sont résumés dans ce tableau suivant :

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
Moment aux appuis (KN.m)	3,09	5,17	4,14	4,14	5,17	3,09

5. Moments aux travées :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de $M_0, (1+0.3\alpha)$, $(1.2+0.3\alpha/2)$, $(1+0.3\alpha/2)$ et des moments sur appuis (M_w et M_e) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2) ; 1.2 + 0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2) ; 1 + 0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Exemple de calcul :**❖ travée AB :**

- $M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max (1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0)$
- $M_{t\ 1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max (1,05M_{01-2}, (1+0,3\alpha) M_{01-2})$
- $M_{t\ 1-2} \geq - \frac{5,17+3,09}{2} + \max (1,05 \times 10,33, (1+0,3\alpha) \times 10,33)$
- **$M_{t1-2} \geq 7,18 \text{ KN.m}$**
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$
- **$M_{t\ 1-2} \geq 6,68 \text{ KN.m}$**

On prend le max entre les deux :

$$\mathbf{M_{t1-2} \geq 7,18 \text{ KN.m}}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

Travées	AB	BC	CD	DE	EF
Moments (max) sur les travées(KN.m)	7,18	6,66	7,18	6,66	7,18

6. Calcul des efforts tranchants :

Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Au niveau d'un appui « i » : } T(x) = \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 » : } T(x) = - \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

Exemple de calcul :**❖ Travée de rive (AB) :**

$$T_A = \text{qu} \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 7,15 \times \frac{3,40}{2} + \frac{5,17 - 3,10}{3,40} = 12,75 \text{ KN}$$

$$T_B = - \text{qu} \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -7,15 \times \frac{3,40}{2} + \frac{5,17 - 3,10}{3,40} = -11,53 \text{ KN}$$

Travées	L_i	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
A-B	3,4	12,75	-11,53
B-C	3,4	11,84	-12,46
C-D	3,4	12,15	-12,15
D-E	3,4	12,46	-11,84
E-F	3,4	11,54	-12,78

Tableau III. 1: Efforts tranchants à l'ELU

7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

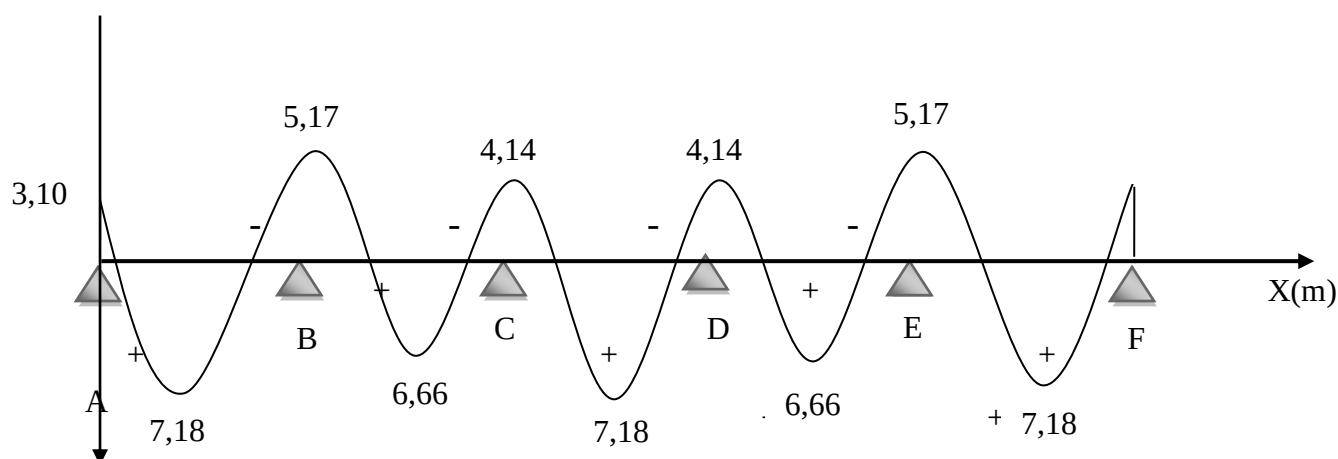


Figure III. 6: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

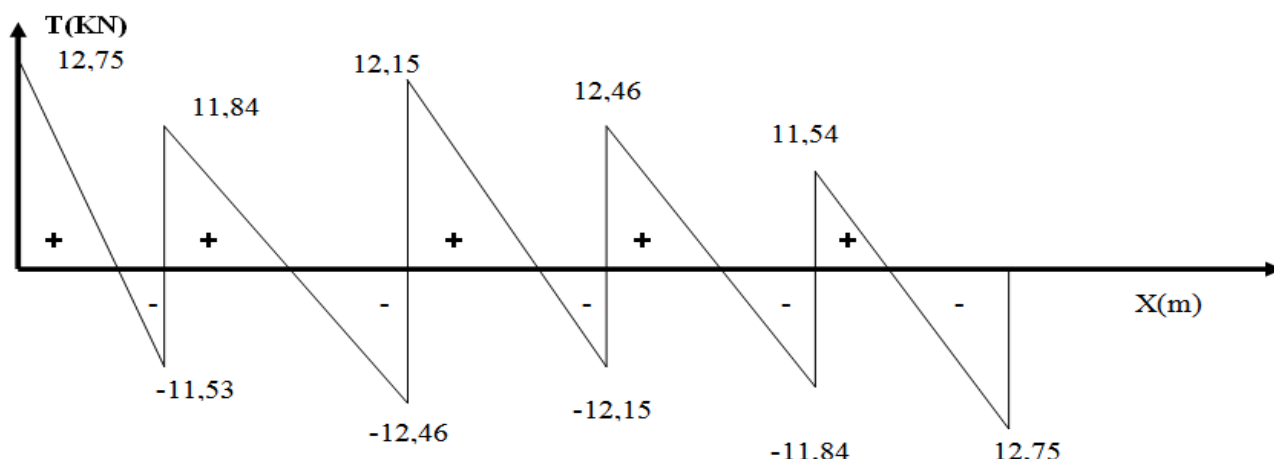


Figure III. 7: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 7,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5,17 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 12,78 \text{ KN}$$

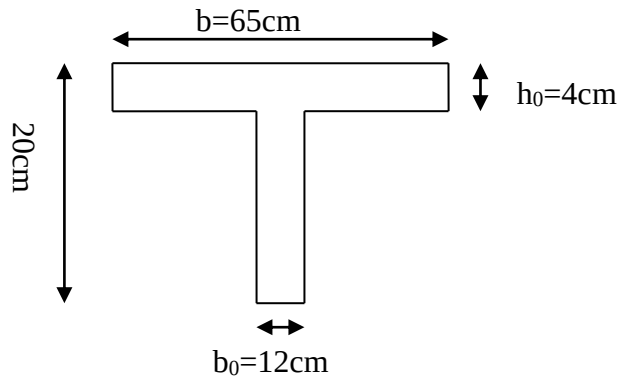


Figure III. 8: Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7,18 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,18 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,18 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1,160 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,160 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) :

$$M_a^{\max} = 5,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,17 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,094 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,094 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,17 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,87 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.1.7 Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12.78 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.591\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.591\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

Aux appuis :

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

En travée :

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.41\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{12.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 10} = 1.256\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.256\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 12.78 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 12.78 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max})$

- Appuis de rive : (BAEL modifié 99, article.5.1.312)**

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times 12.78$$

$$A_a = 1.57 \geq 0.367 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires : (BAEL modifié 99, article.5.1.321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + M_u / 0.9d$ ».

D'où :

$$0.9.d = 0.9 \times 12.78 \times 0.18 = 2.070 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 5.17 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } 0.9V_u.d = 2.070 \text{ kN.m} < M_u = 5.17 \text{ kN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

F. Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

III.1.8 Calcul de à l'ELS:

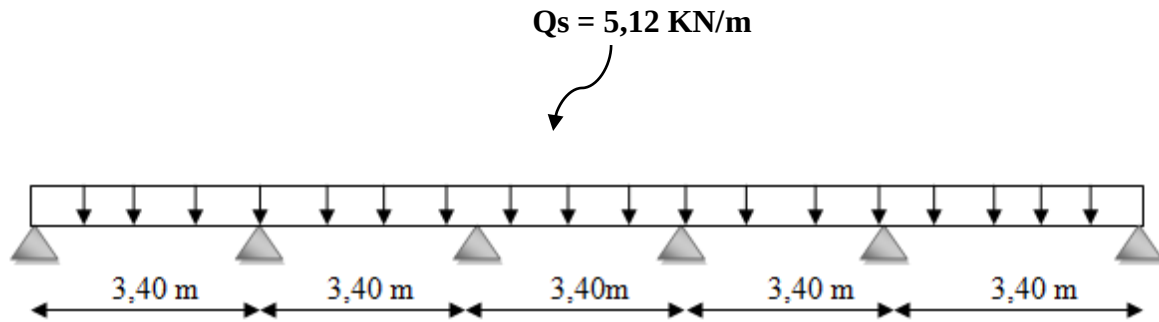


Figure III. 9: Coupe transversale de la poutrelle à 5 travées.

1. Calcul des moments en travée :

- Travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.64M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748M_0$$

On prend $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.54M_0$$

On prend $M_t = 0.70 M_0$

2. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,12 \times (3,4)^2}{8} = 7,40 \text{ KN.m}$$

3. Moments aux appuis:

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_0 \text{ max}$$

➤ Les moments à L'ELS aux appuis sont résumés dans ce tableau suivant :

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,4	0,4	0,5	0,3
Moment aux appuis (KN.m)	2,21	3,7	2,96	2,96	3,7	2,21

4. Moments aux travées :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2) ; 1.2 + 0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2) ; 1 + 0.3\alpha / 2 M_0].$$

Exemple de calcul :

❖ travée AB :

- $M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max (1,05M_0 , (1+0,3\alpha) M_0)$
- $M_{t \ 1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max (1,05M_{01-2} , (1+0,3\alpha) M_{01-2})$
- $M_{t \ 1-2} \geq - \frac{3,7 + 2,21}{2} + \max (1,05 \times 7,40 , (1+0,3\alpha) \times 7,40)$
- $M_{t1-2} \geq 5,15 \text{ KN.m}$
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$
- $M_{t \ 1-2} \geq 4,79 \text{ KN.m}$

On prend le max entre les deux :

$$M_{t1-2} \geq 5,15 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments à L'ELS pour toutes les travées sont résumés dans ce tableau suivant :

Travées	AB	BC	CD	DE	EF
Moments (max) sur les travées (KN.m)	5,15	4,77	5,15	4,77	5,15

5. Calcul des efforts tranchants :

Calcul des efforts tranchants :

Au niveau d'un appui « i » : $T(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 » : $T(x) = -\frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Exemple de calcul :

❖ Travée de rive (AB) :

$$T_A = q_s \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 5,12 \times \frac{3,40}{2} + \frac{3,7 - 2,21}{3,40} = 9,142 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_s \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -5,12 \times \frac{3,40}{2} + \frac{3,7 - 2,21}{3,40} = -8,266 \text{ KN}$$

Travées	L_i	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
A-B	3,4	9,142	-8,266
B-C	3,4	8,487	-8,921
C-D	3,4	8,704	-8,704
D-E	3,4	8,921	-8,487
E-F	3,4	8,266	-9,142

Tableau III. 2: Efforts tranchants à l'ELS

6. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à L'ELS :

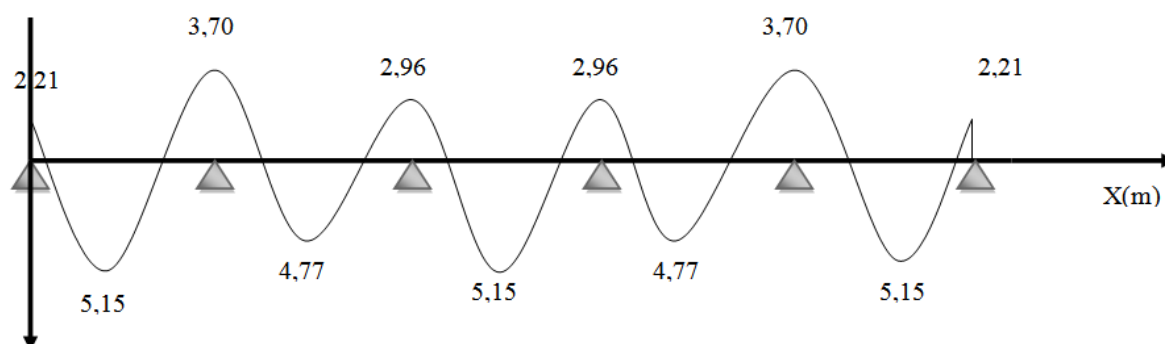


Figure III. 10: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

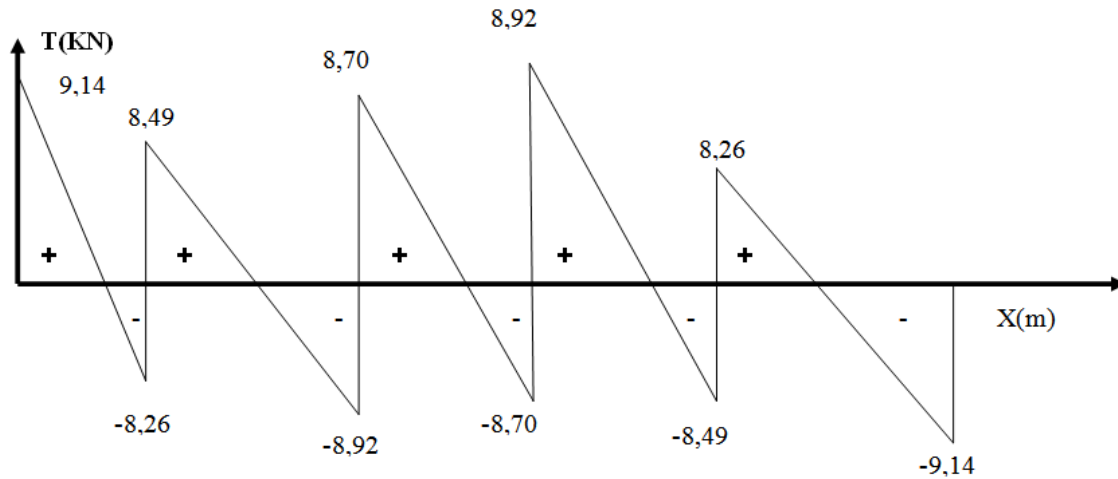


Figure III. 11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Vérifications à L'ELS :

Etat limite de la compression du béton :

- en travée :

$$M_t^{\max} = 5,15 \text{ KN.m}$$

-contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,09$$

$$\rho_1 = 1,09 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 0,050$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,13 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 142,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton :

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

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,05 \times 142,23 = 7,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3,70 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,8765 \rightarrow K = 0,039$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,70 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 149,37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,039 \times 149,37 = 5,82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III.1.9. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.10. Etat limite de déformation : (BAEL91. A .B.6.8.424)

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{5,15}{10 \times 7,39} = 0.046 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,57}{18 \times 12} = 0.0072 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.calcul des balcons :

III.2.1 Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastré à une extrémité et libre à l'autre, réalisé en dalle pleine et coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

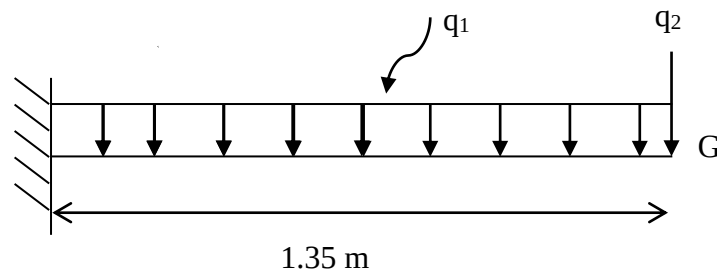


Figure III.2. 1: Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.2. Dimensionnement de la console :

- largeur $L = 1,35 \text{ m}$
- épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ (voir chapitre II).
- un garde de corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique pleine de 10cm d'épaisseur.

III.2.3 Détermination des charges et surcharge de la console :

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

- **Charge permanente :** $G_1 = 6,58 \text{ KN/m}^2$ (déterminé dans le chapitre II)
- **charge d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après DTR)
- **Charge permanente de garde-corps :** $G_2 = 1,78 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaison de charges :

➤ La dalle :

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6,58 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$q_{u1} = 14,13 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1 = (1.35 \times 1,78) \times 1$$

$$q_{u2} = 2,40 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

❖ Calcul des moments dans la section l'encastrement:

$$M_U = q_{u1} \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{14,13 \times (1,35)^2}{2} + 2,40 \times 1,35 \Rightarrow M_U = 16,11 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 14,13 \times 1,35 + 2,40 \Rightarrow T_u = 21,47 \text{ KN}$$

III.2.5 Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. La section de la console est comme suit :

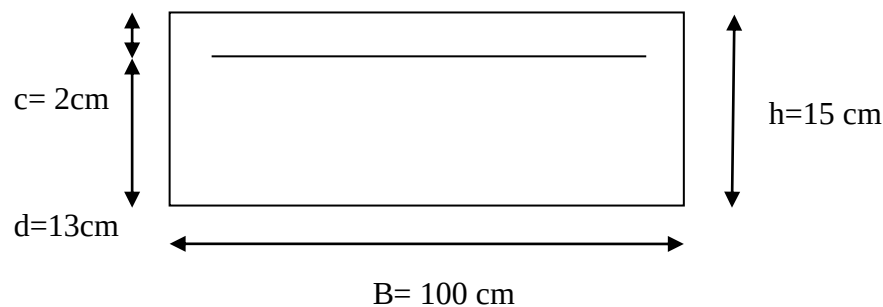


Figure III.2. 2: Schéma statique de la console

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (**Asc=0**)

$$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,11 \times 10^3}{0,966 \times 13 \times 348} = 3,68 \text{ cm}^2$$

Soit : **As= 5HA12 = 5,65cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **As=5HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm.**

III.2.6. Vérifications à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité (BAEL91modifié 99 /Art A.4.2.1) :**

On doit vérifier que **A > A_{min}**

Avec :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (/BAEL91modifié 99/Art A.6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{21470}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91 modifié 99/A.5.1,2)**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{21.47 \times 1000}{1000 \times 13} = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2,42) :**

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

- **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures secondaires:**

- $S_t = 20 \text{ cm} < \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/art 5.1.221) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\phi$

- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$
- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4 l_s$.

- Pour les HA 12 : $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$
- Pour les HA 10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

Finalement : La longueur $L_c = 18 \text{ cm.}$

III.2.7. Calcul à L'ELS :

a) Combinaison de charges :

➤ La dalle :

$$q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1 = (6,58 + 3,5) \times 1$$

$$q_{s1} = 10,08 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{s2} = G_2 \times 1 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des efforts internes :

❖ Calcul des moments de l'encastrement

$$M_U = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{10,08 \times (1,35)^2}{2} + 1,78 \times 1,35 \Rightarrow M_s = 11,58 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{s1} \times l + q_{s2} = 10,08 \times 1,35 + 1,78 \Rightarrow T_s = 15,39 \text{ KN.}$$

III.2.8 Vérification à l'ELS :

➤ Contrainte de compression dans l'acier et le béton :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

➤ La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (BAEL91 modifié 99 /A.4.5.32) :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) = \min (0,5 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{11580}{0,966 \times 13 \times 5,65} = 163,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 163,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de compression de béton :**

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 18} = 0,260 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \end{cases} k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0,02 \times 163,20 = 3,26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.2.9.Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{fe}$$

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5}, \quad \frac{15}{135} = 0,11 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u}, \quad \frac{15}{135} = 0,11 \geq \frac{11,58}{10(16,11)} = 0,07 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,004 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.10.Conclusion :

La console sera ferrailée comme suit :

. **Armatures principales** : 5HA 12 (St= 25 cm).

. **Armatures de répartition** : 5 HA 10 (St= 25 cm).

III 3. Calcul des escaliers :

III 3.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont munis d'un garde-corps.

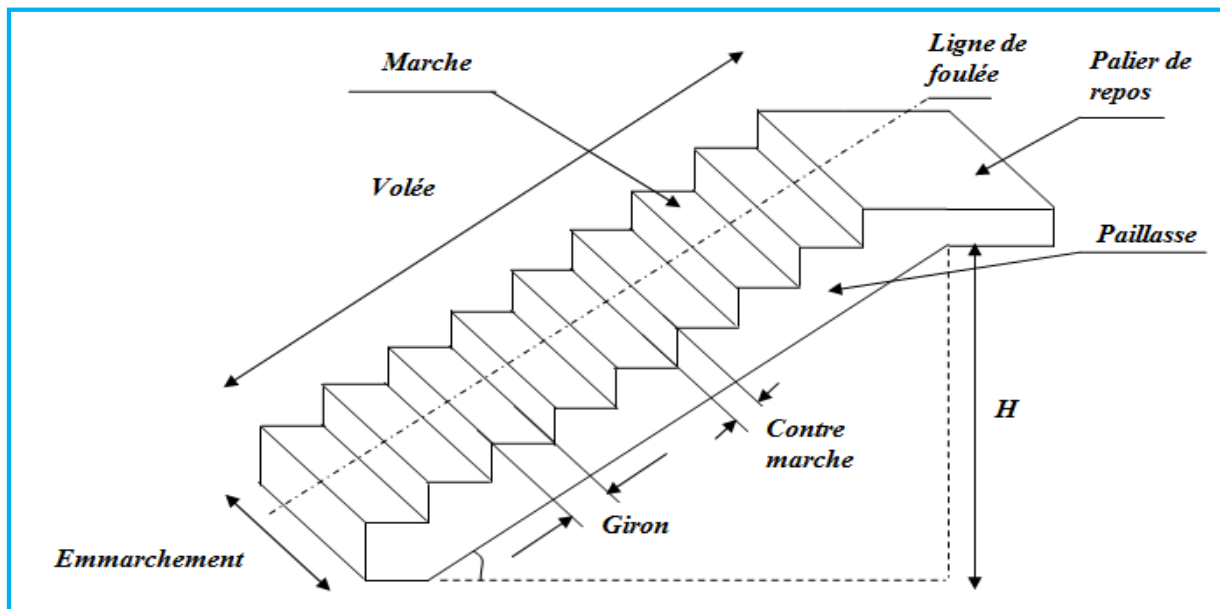


Figure III.3. 1:Schéma général d'une volée

- **Caractéristiques dimensionnelles :**

Marche:

C'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n-1$.

Contre marche :

C'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche

n: nombre de contre marches donné par : $n=H/h$

Avec : **H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre Marche « h »: c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

Le plus courant h varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g »: c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée: est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier: est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement: représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$ ou $L \geq 3g$

La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches, est appelé raideur de l'escalier.

III 3.2. Dimensions des escaliers :

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

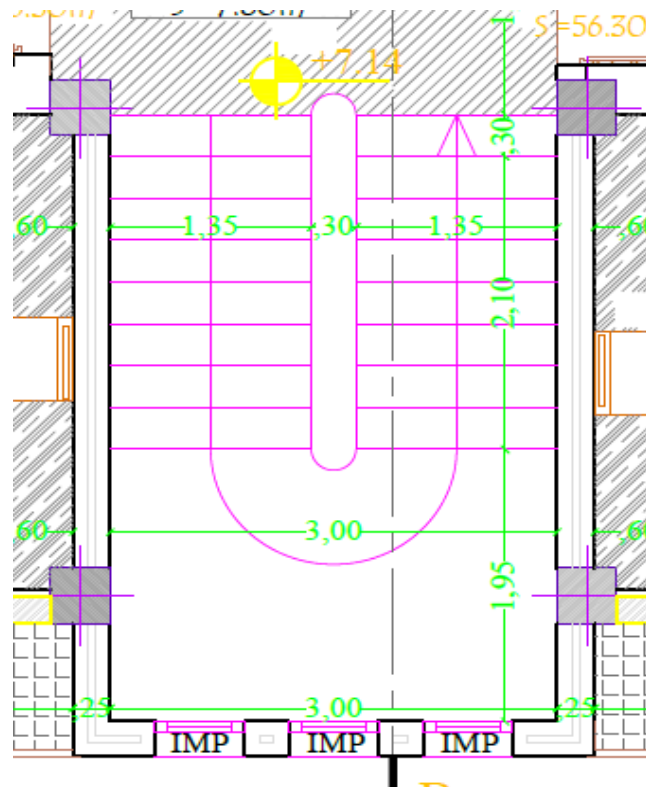


Figure III.3. 2: vue en plan de l'escalier.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (**n**).
- La hauteur de la marche (**h**), le giron(**g**).
- L'épaisseur de la paillasse (**e**).

Étage courant :

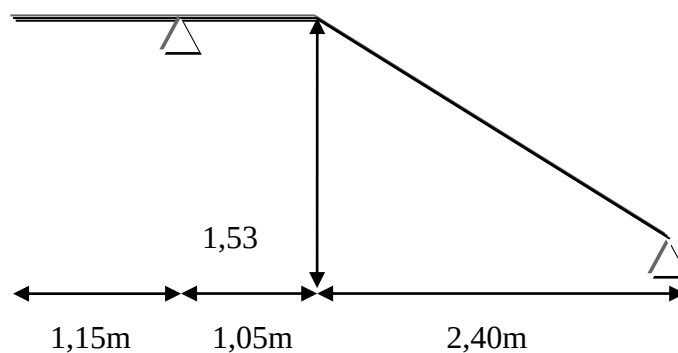


Figure III.3. 3: Schéma statique d'escalier

Remarque :

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **$h=17\text{cm}$**

A) Nombre de contre marches n :

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

B) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier, sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm}$$

C) Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (**ep**) est donnée par la relation :

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

Angle d'inclinaison:

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} = 284,62 \text{ cm}$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_0$$

$$L' = 5,05\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{5,05}{30} \leq e_p \leq \frac{5,5}{20}$$

$$0,16 \text{ m} \leq e_p \leq 0,27 \text{ m} \quad \text{on opte pour : } e_p = 20 \text{ cm}$$

III 3.3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

III 3.3.1.Charges permanentes et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Paillasse :

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0,20}{\cos(32,52)} = 5,92 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids la marche : } 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 \text{ m} = 2,12 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 8,04 \text{ kN/ml}$$

Poids des revêtements

- Carrelage : 0,02x20x1m = 0.40 kN/ml
- Mortier : 0,02x20x1m = 0.40 kN/ml
- Poids du garde du corps +enduit =1.3 kN/ml
- Couche de sable : 19x0.02x1m = 0.38 kN/ml

$$\text{Total } G_{ps} = 10,52 \text{ kN/ml}$$

Palier :

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0,20 \times 1 \text{ m} = 5,00 \text{ kN/ml}$$

Poids des revêtements

- Carrelage : 0,02x20x1m = 0.40 kN/ml
- Mortier : 0,02x20x1m = 0.40 kN/ml
- Couche de sable : 19x0,02x1m = 0.38 kN/ml
- Enduit : 20x0.02x1m = 0.40 kN/ml

$$\text{Total } G_{pl} = 6,58 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges**

- Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,52 + 1,5 \times 2,5 = 17,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 2,5 = 12,63 \text{ KN/ml}$$

-Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 10,52 + 2,5 = 13,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6,58 + 2,5 = 9,08 \text{ KN/ml}$$

III 3.4 Efforts internes :

III 3.4.1 Etat limite ultime :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 70,86 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_B = (q_{u1} * \frac{l_1^2}{2} + q_{u1} * (\frac{l_2^2}{2})) + q_{u2} * (\frac{l_3^2}{2} + l_2)$$

$$R_B = 27,69 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0$$

$$R_A = (-q_{u1} * (\frac{l_3^2}{2} + l_1 + l_2) - q_{u2} * \frac{l_2^2}{2} + l_1 - q_{u2} * \frac{l_1^2}{2})$$

$$R_A = 43,17 \text{ KN}$$

Vérification

$$R_A + R_B = 43,17 + 27,69$$

$$R_A + R_B = 70,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

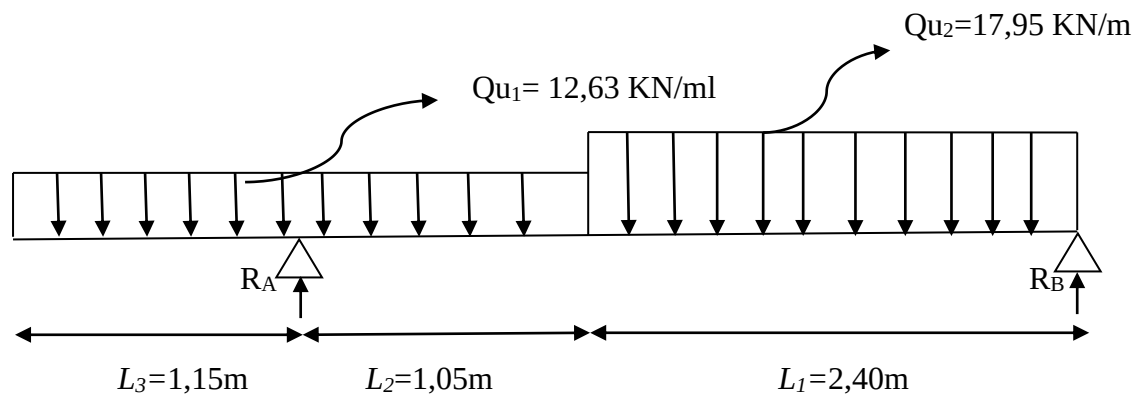


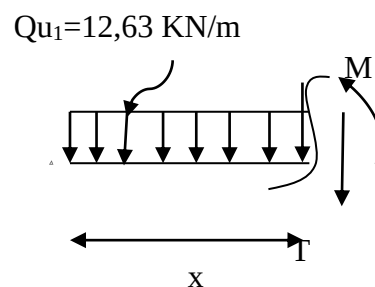
Figure III.3. 4: Schéma statique de calcul l'escalier à l'ELU.

• Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU :

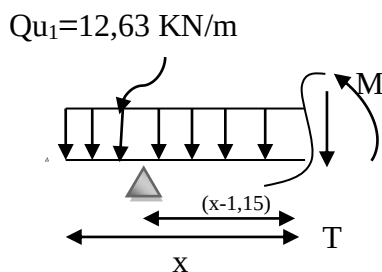
- 1^{er} tronçon : ($0 \leq x \leq 1,15m$)

$$T_y = -12,63 x \Rightarrow \begin{cases} T_y = 0 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -14,52 \text{ KN} & \longrightarrow x = 1,15m \end{cases}$$

$$M_z = -12,63 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = -8,35 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,15m \end{cases}$$



- 2^{ème} tronçon : ($1,15m \leq x \leq 2,20m$)



$$T_y = -12,63 x + 43,17 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 28,64 \text{ KN} & \longrightarrow x = 1,15 \\ T_y = 15,39 \text{ KN} & \longrightarrow x = 2,20m \end{cases}$$

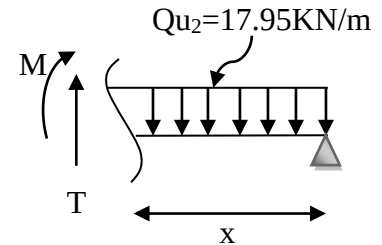
$$M_z = -12,63 \times x \times \frac{x}{2} + Ra(x-1,15) \quad \rightarrow \quad M_z = -6,315x^2 + 43,17x - 49,64$$

$$\begin{cases} M_z = -8,35 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,15\text{m} \\ M_z = 14,77 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,20\text{m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : ($0\text{m} \leq x \leq 2,40\text{m}$)

$$T_y = 17,95x - 27,69 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -27,69 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \\ T_y = 15,39 \text{ KN} & \longrightarrow x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -17,95 \times \frac{x^2}{2} + 27,69x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 14,77 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



Moments max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12,63x + 43,17 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,41\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,41\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 24,14 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -7,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 20,14 \text{ KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

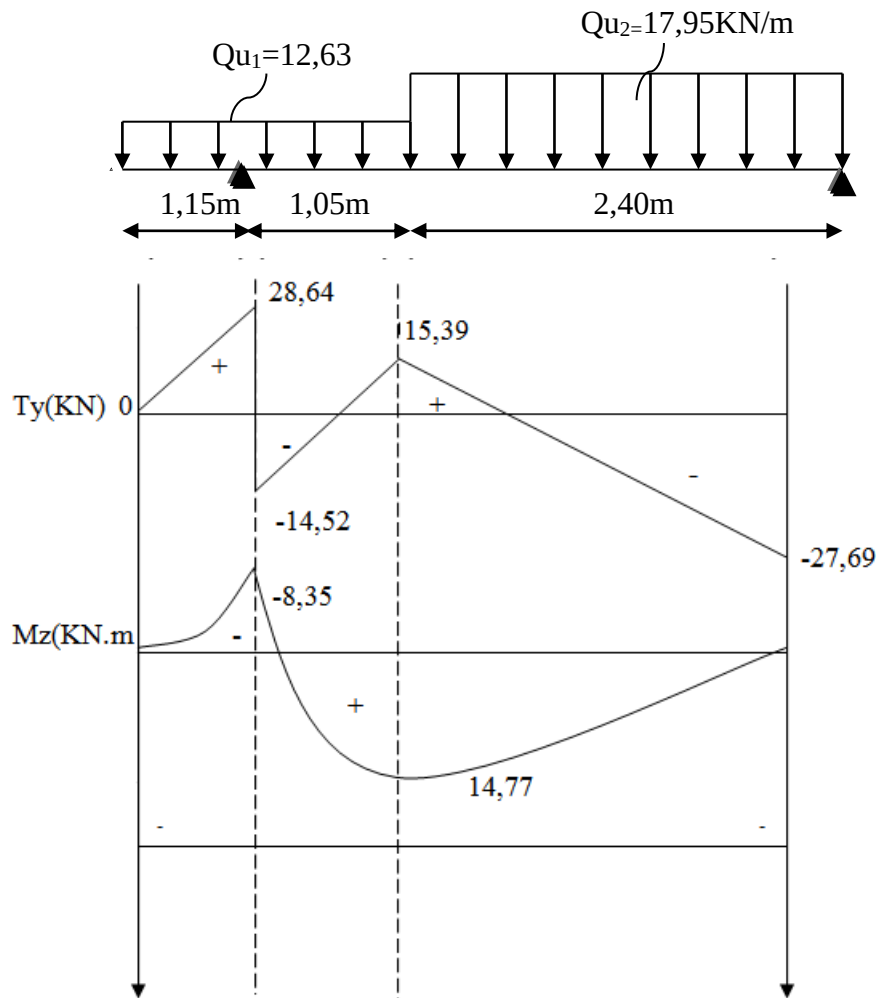
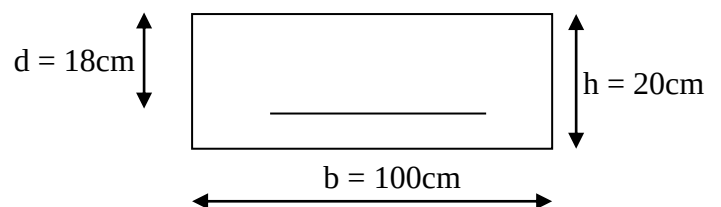


Figure III.3. 5: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III 3.4.2 Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_u = 7,24 \text{ KN.m}$$



✓ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,24 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,016 \Rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7,24 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10/ml** ($A_a = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ En travées :

$$M_t = 20,14 \text{ KN.m}$$

✓ Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,14 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,044 \Rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_{uT}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{20,14 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12** ($A_t = 4,52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III 3.4.3 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 4,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Espacement des barres :**

- ✓ **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 28,64\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{28,64 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,159 \text{ MPa}$$

- ✓ **Fissuration est peu préjudiciable :**

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

$$\tau_u = 0,193\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 1,0 = 12,6\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,64}{0,9 \times 18 \times 12,6} = 1,4\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,4\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \dots \dots \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

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

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,10 \text{ cm}$$

III 3.5 Etat limite de service :

III 3.5 .1 Calcul des réactions d'appuis :

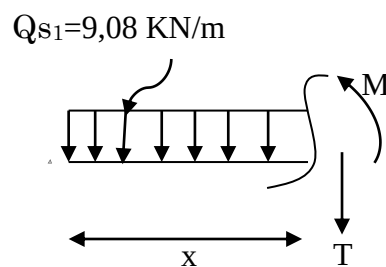
$$R_A + R_B = 51,22 \text{ KN}$$

$$R_A = 31,13 \text{ KN}$$

$$R_B = 20,09 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

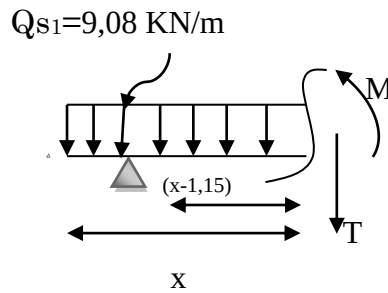
- **1^{er} tronçon : ($0 \leq x \leq 1,15\text{m}$) :**



$$T_y = -9,08x \Rightarrow \begin{cases} T_y = 0 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10,44 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 1,15\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,08 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = -6 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,15\text{m} \end{cases}$$

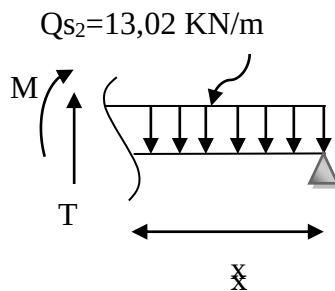
- 2^{ème} tronçon : $(1,15\text{m} \leq x \leq 2,20\text{m})$:



$$T_y = -9,08 x + 31,13 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 20,68 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 1,15\text{m} \\ T_y = 11,15 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,20\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -4,54 x^2 + 31,13 (x-1,15) \Rightarrow \begin{cases} M_z = -6 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 1,15\text{m} \\ M_z = 10,72 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,20\text{m} \end{cases}$$

- 3^{ème} tronçon : $(0\text{m} \leq x \leq 2,40\text{m})$:



$$T_y = 13,02x - 20,09 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -20,09 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \\ T_y = 11,15 \text{ KN} \longrightarrow & x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -13,02 x \frac{x^2}{2} + R_b \times x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 10,72 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

Moment max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = -9,08 x + 31,13 \Rightarrow x = 3,42\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3,42\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 17,57 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5,27 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14,93\text{KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

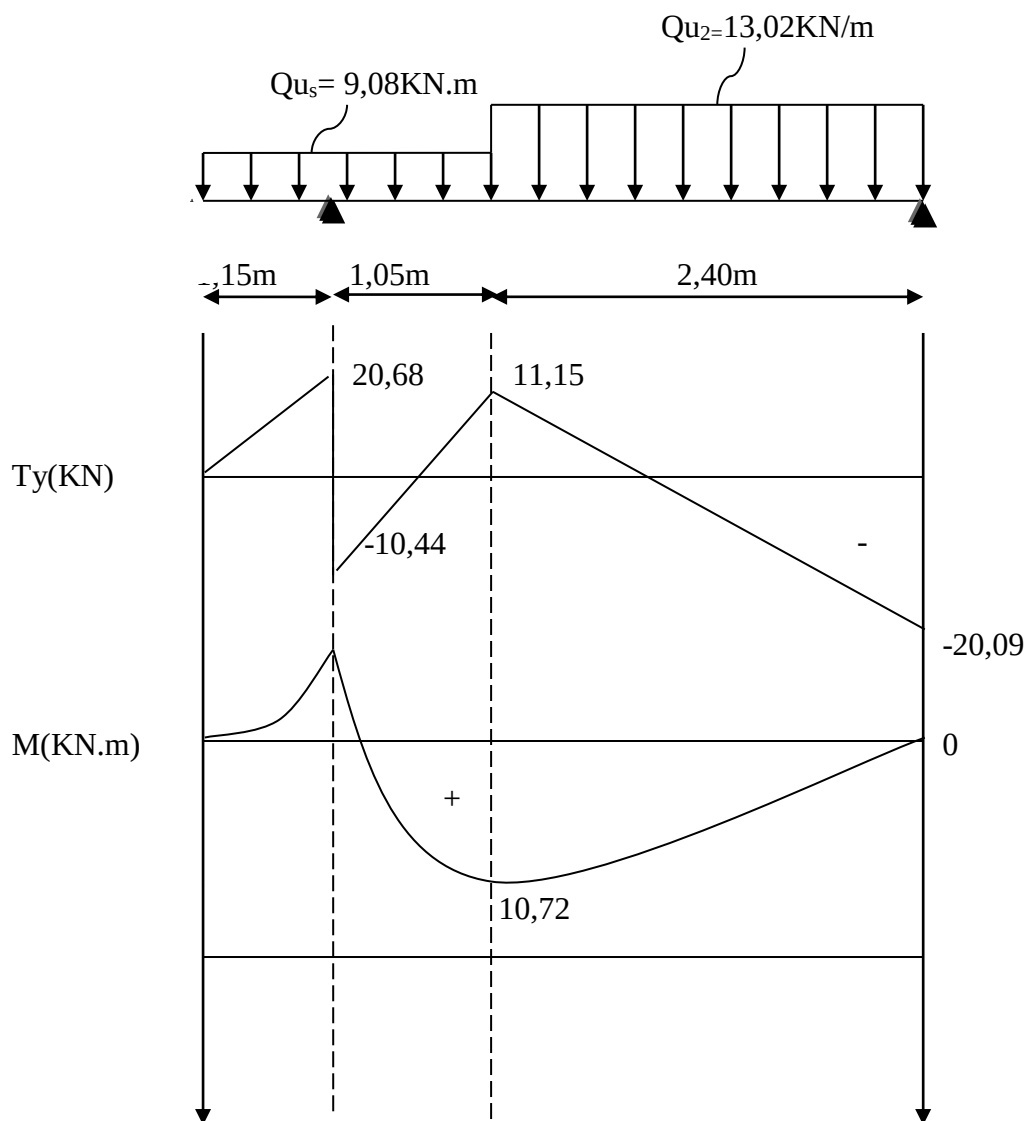


Figure III.3. 6: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.3.5.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-En travées : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,253$$

$$\rho = 0,253 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow \alpha_1 = 0,240 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,240 \Rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,93 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 199,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,021 \times 199,46 = 3,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow \alpha_1 = 0,204 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,204 \Rightarrow K = 0,017$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14,93 \times 10^3}{3,14 \times 0,932 \times 18} = 283,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,017 \times 283,42 = 4,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,6} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,6} = 0,043 < \frac{14,93}{10 \times 17,57} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,56}{100 \times 18} = 0,0030 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \max (q \text{ paillasse} ; q \text{ palier}) = \max (9,08 \text{ KN/m} ; 13,02 \text{ KN/m})$$

$$Q_s = 13,02 \text{ KN/m}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

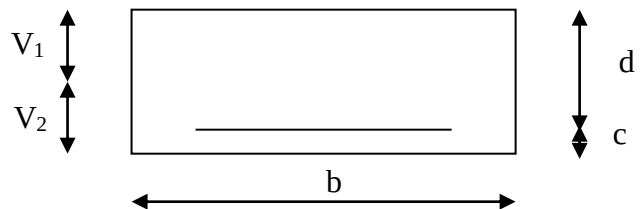
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique} ; S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée} ; B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4,52} = 10,26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 10,26 = 4,74 \text{ cm}$$



D'où:

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{10,26}^3 + \overline{4,74}^3 \right) + 15 \times 4,52 (4,74 - 2)^2$$

$$I = 40060,41 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (13,02 \times 4,6^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 40060,41 \times 10^{-8}} = 0,017 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 460/500 = 0,92 < 0,017 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

L'escalier :

- **En travée :**

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 25 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

- **Aux appuis :**

Armatures principales : 4HA10/ml (St= 25 cm)

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 25 cm)

III.4. Étude de la charpente

III.4.1 Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant des tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, pannes faitière, pannes intermédiaires

III.4.2 Détermination des charges et surcharges (DTR BC.2.2)**III.4.2.1 Charges permanentes :**

Poids propre de tuiles et des liteaux : $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,10 \text{ KN/m}^2$

$$G_r = G_t + G_p = 0,55 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2.2 Charges d'exploitations :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3 Combinaisons des charges :

- **ELU :** $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,55) + 1,5(1) = 2,242 \text{ KN/m}^2$
- **ELS :** $Q_s = G + Q = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/m}^2$

III.4.4. Choix des sections :

Le choix de section des éléments est conditionné par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

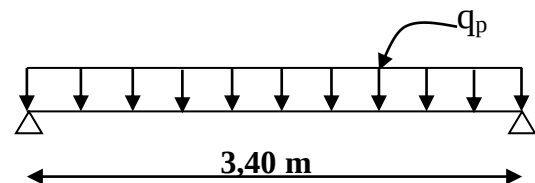
- ❖ Pannes : $(10,5 \times 22) \text{ cm}^2$
- ❖ Chevrons : $(5 \times 7) \text{ cm}^2$
- ❖ Liteaux : $(3 \times 4) \text{ cm}^2$

III.4.5 Détermination des efforts revenant aux différents éléments :**III.4.5.1 Effort revenant aux pannes :**

- ❖ Espacement des pannes : 1m
- ❖ Portée des pannes : 3,40 m

Avec

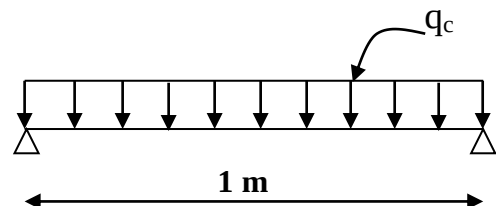
$$q_p = 2,242 \times 1 = 2,242 \text{ KN/ml}$$

**III.4.5.2 Effort revenant aux chevrons :**

- ❖ Espacement des chevrons : 0,5 m
- ❖ Portée des chevrons : 1 m

Avec :

$$q_c = 2,242 \times 0,5 = 1,121 \text{ KN/ml}$$

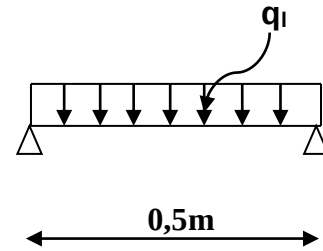


III.4.5.3 Efforts revenant aux liteaux :

- ❖ Espacement des liteaux : 0,32 m.
- ❖ Portée des liteaux : 0.5 m.

Avec :

$$q_l = 2,242 \times 0,32 = 0,717 \text{ KN/ml}$$



III.4.6. Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie **I** et d'après les règles CB71, pour le cas de la flexion déviée, la contrainte admissible forfaitaire est : $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$.

III.4.6.1. Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

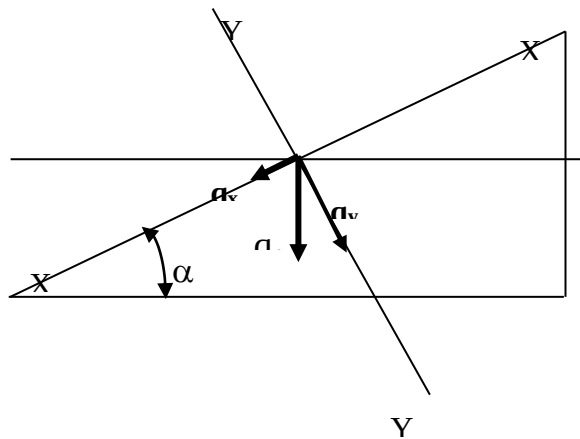


Figure III.4. 1: Schéma statique de la panne

- ❖ Suivant l'axe (x-x) : $q_x = q_p \times \sin \alpha = 2,242 \times \sin (24) = 0,911 \text{ KN/ml}$
- ❖ Suivant l'axe (y-y) : $q_y = q_p \times \cos \alpha = 2,242 \times \cos (24) = 2,048 \text{ KN/ml}$

A) Moment de flexion :

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,911 \times 3,4^2}{8} = 1,31 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{2,048 \times 3,4^2}{8} = 2,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B) Module de résistance :

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413,43 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C) La contrainte :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{1,31 \times 10^4}{885,93} + \frac{2,96 \times 10^4}{413,43} = 86,37 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow \text{La section adoptée est acceptable}$$

D) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

La flèche admissible :

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \text{ Avec } L : \text{Portée de la panne (Article 4.962 CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{340}{300} = 1,13 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \text{ Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\overline{\sigma}_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 86,37 \times 340^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{25}{2}} = 0,634 \text{ cm} < \overline{f} = 1,13 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable

III.4.6.2 Dimensionnement des chevrons :

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_a = \frac{4}{5} M_0$$

$$\diamond \text{ En travée : } M_t = \frac{2}{3} M_0$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8} \quad \text{avec : } L_c = 1 \text{ m}$$

A) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_f}{I/V} < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

B) Le moment de flexion

$$M_0 = \frac{1,121 \times 1^2}{8} = 0,140 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (0,140) = 0,112 \text{ KN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (0,140) = 0,093 \text{ KN.m} \end{cases}$$

C) Module de résistance

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$$

D) Les contraintes

$$\diamond \text{ Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,112 \times 10^4}{40,83} = 27,43 \text{ daN/cm}^2$$

$$\diamond \text{ En travée : } \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,093 \times 10^4}{40,83} = 22,77 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (27,43 ; 22,77) < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section adoptée est acceptable

E) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\overline{f} = \frac{L}{200}$$

Avec L : Portée du chevron

$$\overline{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5.\sigma.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}}$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } f = \frac{5.\sigma_a.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 27,43 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,062 \text{ cm} < \overline{f}$$

$$\diamond \text{ En travée : } f = \frac{5.\sigma_t.L^2}{48.E_F.\frac{h}{2}} = \frac{5 \times 22,77 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,051 \text{ cm} < \overline{f}$$

Donc la section choisie est acceptable

III.4.6.3 Dimensionnement des liteaux

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne

Suivant l'axe(x-x) : $q_x = q_l \times \sin \alpha = 0,717 \times \sin (24) = 0,291 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe(y-y) : $q_y = q_l \times \cos \alpha = 0,717 \times \cos (24) = 0,655 \text{ KN/ml}$

A) Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,291 \times 0,5^2}{8} = 0,009 \text{ KN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,655 \times 0,5^2}{8} = 0,020 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B) Module de résistance

$$\begin{cases} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

C) La contrainte

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{0,009 \times 10^4}{8} + \frac{0,020 \times 10^4}{6} = 44,58 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow$ La section adoptée est acceptable

D) Vérification de la flèche

$$\overline{f} = \frac{L}{200}$$

$$\overline{f} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\sigma_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 44,58 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{4}{2}} = 0,044 \text{ cm} < \bar{f} = 0,16 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible donc la section choisie est acceptable

III.4. 7 Assemblage de la charpente : (CB71, article 4.62.12)

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour les ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} a/7, \text{ si le bois est sapin} \\ a/9, \text{ Si le bois est moyen (pin sec)} \\ a/11, \text{ Si le bois est dur (chêne)} \end{cases}$$

Avec D : Diamètre du clou

A : l'épaisseur du bois le plus mince

$$D = \begin{cases} a/7 : \text{ dans le cas d'un bois tendre qui ne se fond pas (Sapin)} \\ a/9 : \text{ dans le cas d'un bois moyen (pin sec)} \\ a/11 : \text{ dans le cas d'un bois dur (chêne)} \end{cases}$$

- ✓ Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croît, donnant par composition une charge admissible constante.
- ✓ Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.
- ✓ Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.
- ✓ Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = a/7 = 3/7 = 0,42 \text{ cm}$$

Avec :

A : épaisseur du linteau = 3 cm

Conclusion :

- La panne (10,5×22,5) cm² l=3,40m esp=,1m
- La section du chevron (5×7) cm² l= 1 m esp= 0,5m
- Linteaux (3×4) cm² l= 0,5 m esp= 0,32 m

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

IV.1. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales et les forces verticales dues au séisme; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul des éléments
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration. . etc.
- Le transfert de données vers d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2. Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003.

qui dépend de :

- a) - Coefficient d'accélération de zone **A**

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

- b) - Coefficient de comportement R (contreventement assuré par des voiles)
 - c) - Coefficient d'amortissement ξ : 7%
 - d) - SITE : 3 (meuble)
 - e) - Le facteur de qualité
6. Définition de la charge sismique E.
 7. Chargement des éléments.
 8. Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.3 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée dans la zone sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structure (ETABS 9.7.1)

IV.4 Principe de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

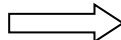
IV.5 Les étapes à suivre :**IV.5.1. Première étape :**

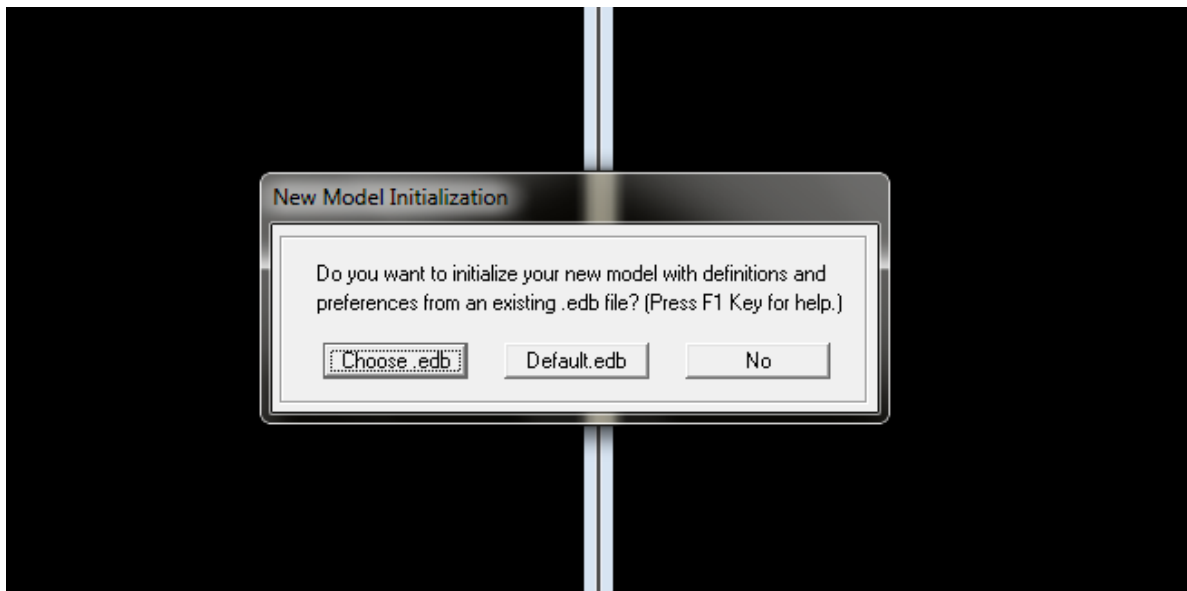
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) La géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File  New model



.« **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.

. « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

. « **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge

Après avoir cliqué sur l'une des commandes on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les Hauteurs des différents étages.
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☐ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 6

Spacing in X Direction: 3,40

Spacing in Y Direction: 3,40

☒ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 9

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 4,08

☐ Custom Story Data

Units

KN-m

Add Structural Objects

☐ Steel Deck
 ☐ Staggered Truss
 ☐ Flat Slab
 ☐ Flat Slab with Perimeter Beams
 ☐ Waffle Slab
 ☐ Two Way or Ribbed Slab
 ☒ **Grid Only**

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,4	Primary	Show	Top	
2	B	3,4	Primary	Show	Top	
3	C	3,4	Primary	Show	Top	
4	D	3,4	Primary	Show	Top	
5	E	3,4	Primary	Show	Top	
6	F	0	Primary	Show	Top	
7						
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	1,45	Primary	Show	Left	
2	2	3,5	Primary	Show	Left	
3	3	4	Primary	Show	Left	
4	4	3,5	Primary	Show	Left	
5	5	1,45	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units

KN-m

Display Grids as:

☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

- On Clique sur la case **Custom Grid spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche :

Pour modifier les hauteurs des niveaux on clique sur le bouton droit puis **Edit story data**.

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	TOITURE	1.95	27.25	Yes		No	0.
9	T	2.86	25.3	No	TOITURE	No	0.
8	6E	3.06	22.44	No	TOITURE	No	0.
7	5E	3.06	19.38	No	TOITURE	No	0.
6	4E	3.06	16.32	No	TOITURE	No	0.
5	3E	3.06	13.26	No	TOITURE	No	0.
4	2E	3.06	10.2	No	TOITURE	No	0.
3	1E	3.06	7.14	No	TOITURE	No	0.
2	RDC	4.08	4.08	No	TOITURE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height 1.95

Master Story No

Similar To NONE

Splice Point No

Splice Height 0

Units Change Units KN-m

IV.5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

- On clique sur **define** puis **Material proprieties** on sélectionne le matériau **CONC** et clique sur **Modify/ Show Material**.

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

Le béton :

- **Masse per unit volume** (masse volumique béton) : **2,5KN/m²**
- **Weight per unit volume** (poids volumique béton):**25 kn/m²**
- module of Elasticity** (module de yong):**32164200 KN/m²**
- poisson's ratio** (module de poisson) : **0.2**

Acier :

- Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression) :25000kn/m²

Material Property Data

Material Name BETON	Display Color Color 																						
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design Concrete																						
Analysis Property Data <table border="1"> <tr><td>Mass per unit Volume</td><td> 2,5 </td></tr> <tr><td>Weight per unit Volume</td><td> 25 </td></tr> <tr><td>Modulus of Elasticity</td><td> 32164200 </td></tr> <tr><td>Poisson's Ratio</td><td> 0,2 </td></tr> <tr><td>Coeff of Thermal Expansion</td><td> 9,900E-06 </td></tr> <tr><td>Shear Modulus</td><td> 13401750 </td></tr> </table>	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) <table border="1"> <tr><td>Specified Conc Comp Strength, f'c</td><td> 25000 </td></tr> <tr><td>Bending Reinf. Yield Stress, fy</td><td> 400000 </td></tr> <tr><td>Shear Reinf. Yield Stress, fys</td><td> 400000 </td></tr> <tr><td colspan="2">☐ Lightweight Concrete</td></tr> <tr><td>Shear Strength Reduc. Factor</td><td> </td></tr> </table>	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000	Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000	☐ Lightweight Concrete		Shear Strength Reduc. Factor	
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																						
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000																						
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000																						
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000																						
☐ Lightweight Concrete																							
Shear Strength Reduc. Factor																							
OK	Cancel																						

Le matériau « OTHER » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines.

➤ **Remarque**

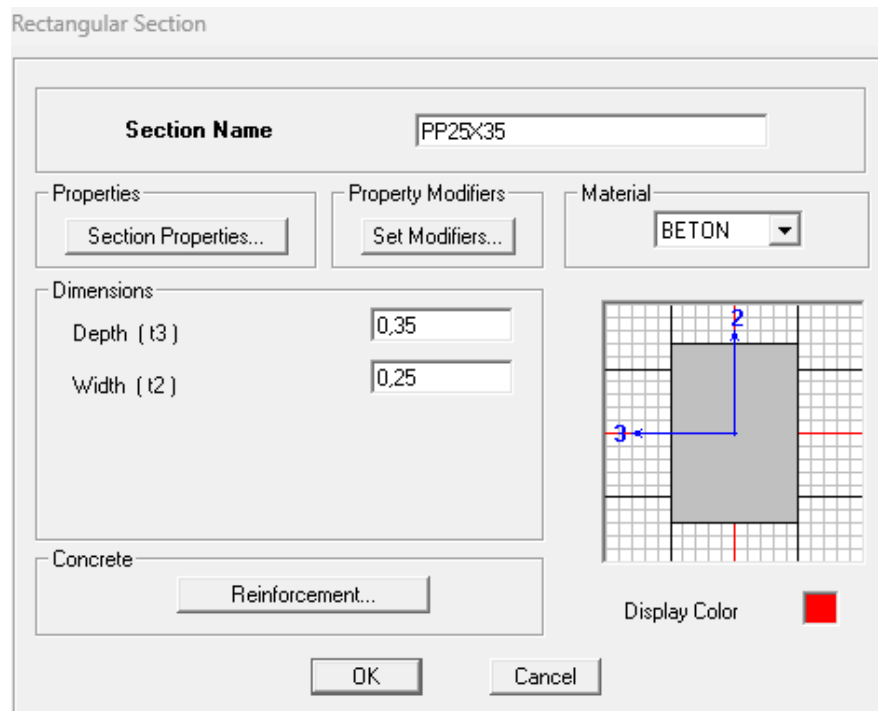
- Le matériau « BETON » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcule automatiquement le poids propre de ces éléments.
- Le matériau « OTHER » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « BETON » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total »).

Material Property Data

Material Name AUTRE	Display Color Color 														
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design None														
Analysis Property Data <table border="1"> <tr><td>Mass per unit Volume</td><td> 0 </td></tr> <tr><td>Weight per unit Volume</td><td> 0 </td></tr> <tr><td>Modulus of Elasticity</td><td> 32164200 </td></tr> <tr><td>Poisson's Ratio</td><td> 0 </td></tr> <tr><td>Coeff of Thermal Expansion</td><td> 1,170E-05 </td></tr> <tr><td>Shear Modulus</td><td> 16082100 </td></tr> </table>	Mass per unit Volume	0	Weight per unit Volume	0	Modulus of Elasticity	32164200	Poisson's Ratio	0	Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05	Shear Modulus	16082100	Design Property Data <table border="1"> <tr><td colspan="2"> </td></tr> </table>		
Mass per unit Volume	0														
Weight per unit Volume	0														
Modulus of Elasticity	32164200														
Poisson's Ratio	0														
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05														
Shear Modulus	16082100														
OK	Cancel														

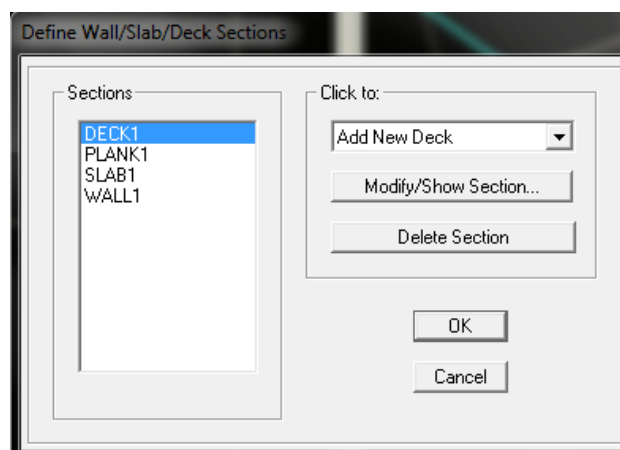
IV.5. 3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile.....)



Poutres principale

- On choisit le menu **Define** et **Wall/slab**



Corps creux

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ☐

dalle pleine

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☐ Shell ☐ Membrane ☒ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ☐

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☐ Shell ☒ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ☐

Toiture

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Display Color ☐

les voiles

❖ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections présentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

✓ **Pour les poteaux :**

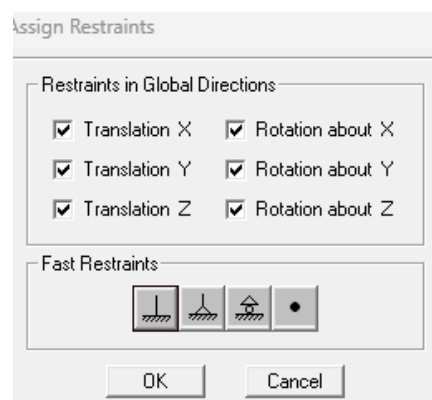
On clique sur l'icône 

✓ **Poutre et les voiles :**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur le bouton  pour les voiles.

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

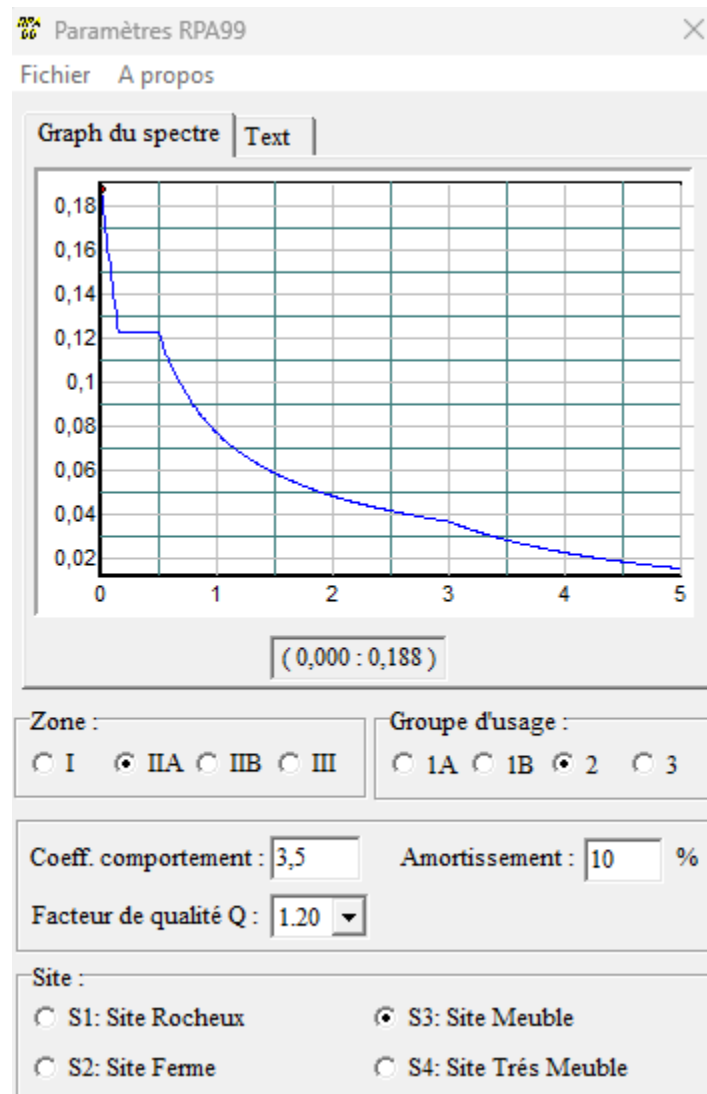
On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

**IV.5. 4. Quatrième étape :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour les valeurs successives de périodes propre **T**.

En introduit dans le logiciel les données dans leur cases respectives,

On clique sur texte pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur

Define → **Define response spectrum functions** → **add new function**

Response Spectrum Function Definition

Function Name **Function Damping Ratio**

Function File

File Name

Header Lines to Skip

Values are:

☐ Frequency vs Value

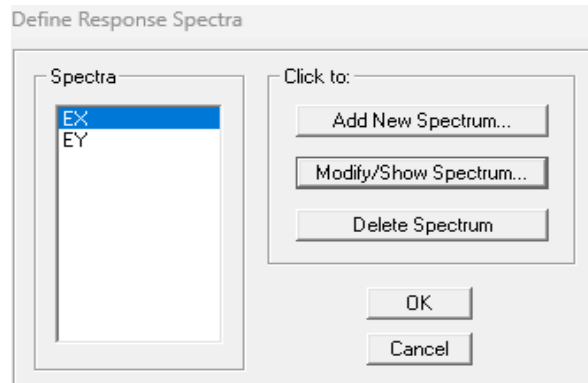
☒ Period vs Value

Function Graph

Fuction name (Nom de spectre): **SPECTRE**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponse spectrum cases → add new spectrum



IV.5. 5. Cinquième étape :

Introduction des charges et surcharges (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et surcharge (Q), pour les définir on clique sur : **Define load Cases** .

❖ Charge permanentes :

Load name : Nom de la charge : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

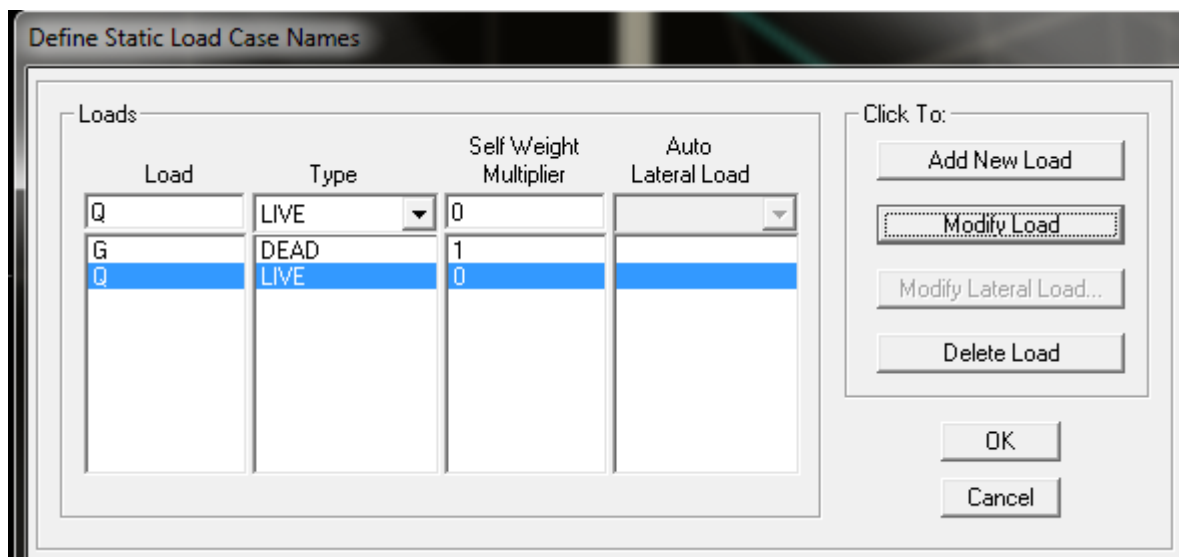
Self weight multiplié (coefficient interne poids propre) : **1**

❖ Charge d'exploitation :

Load name : Nom de la charge : **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplié (coefficient interne poids propre) : **0**



IV.5. 6. Sixième étape : définition du séisme :

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping

Damping 0,1

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	10,
U2		
UZ		

Excitation angle 0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05

Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping

Damping 0,1

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)

Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	10,
UZ		

Excitation angle 0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05

Override Diaph. Eccen.

IV.5. 7. Septième étape :

Introduction les combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

 **Combinaison aux états limites :**

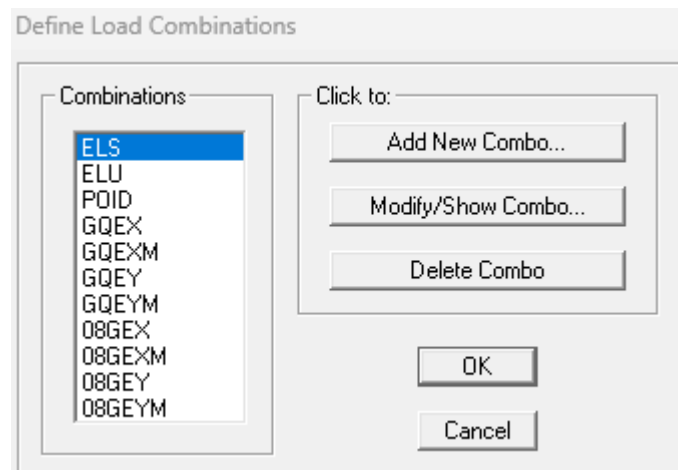
$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} = G + Q \end{array} \right.$$

 Combinaison accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G+Q\pm E} \\ \mathbf{0,8G\pm E} \end{array} \right.$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define $\longrightarrow$ **load combinations** $\longrightarrow$ **add new combo**



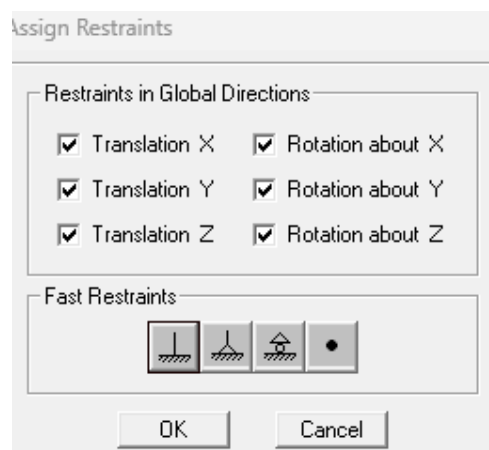
IV.5. 8. Huitième étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

❖ **Appuis :**

Les poteaux sont supposée **parfaitement encastéré** dans les fondations , pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de RDC puis on clique sur :

Assign $\longrightarrow$ **joint/point** $\longrightarrow$  **restraints**



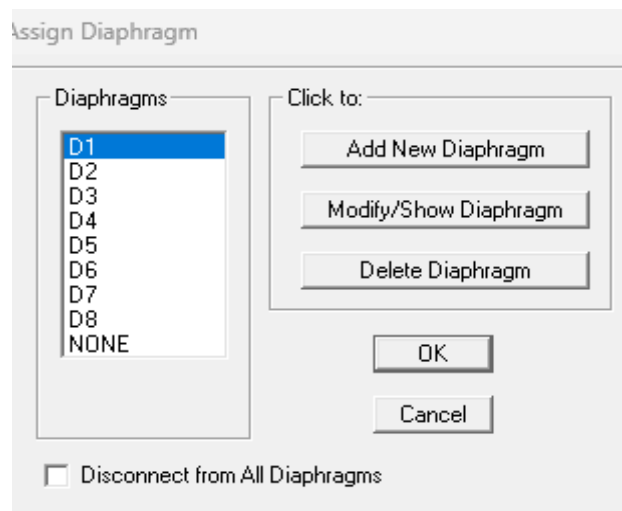
❖ **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **joint/point** → **diaphragm** → **add new diaphragm**.

- Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider.
- On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**IV.5. 9.Neuvième étape : Analyse de la structure**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur **analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Justifications du système de contreventement.
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ).

IV.1 Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et service, le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations (**RPA 4.5 2003**).

IV.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où : $h_N = 27,67\text{m}$
- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA. D'où : $C_T=0.05$

Donc :

$$T_{\text{RPA}} = 0,05(27,67)^{3/4}$$

$$T_{\text{RPA}} = 0,603 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique T_{RPA} il y aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,717 + 0,180$$

$$D'où : T_{maj} = 0,897 \text{ sec}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le $T_{numérique}$:

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0,716826	80,0441	0,0938	80,0441	0,0938	0,5787
2	0,646065	0,1113	78,5925	80,1554	78,6863	0,0589
3	0,490576	0,7507	0,0425	80,9061	78,7288	77,9949
4	0,204145	10,4874	0,0053	91,3935	78,7341	0,1117
5	0,184036	0,0033	11,4708	91,3968	90,205	0,0011
6	0,134835	0,011	0,0007	91,4078	90,2057	11,2827
7	0,107243	0,0035	2,2144	91,4113	92,4201	0,0038
8	0,104607	2,8287	0,002	94,2399	92,4222	0,0054
9	0,086882	0,1731	0,001	94,413	92,4231	1,8511
10	0,075731	1,6483	0,0015	96,0613	92,4246	0,2299
11	0,071571	0,0009	3,3976	96,0622	95,8222	0,0018
12	0,051994	0,271	0,0023	96,3331	95,8244	3,5545

Tableau IV. 1: Période et nombre de mode considérer.

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale :

- ❖ $T_{analytique} = 0.603 \text{ sec}$

Période	T_{RPA}	T_{maj}	$T_{numérique}$
Valeur	0,603	0,897	0,716

On remarque que : $T_{RPA} < T_{num} < T_{maj}$ **La période est vérifiée.**

IV.3 Pourcentage de masse participante :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure .
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée (**RPA99/V2003, article 4.3.4**)

D'après le tableau, le pourcentage de la participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 5**.

Vérification des modes de vibrations :

Mode	Période	UX %	UY	RZ
1	0,716826	80,0441	0,0938	0,5787
2	0,646065	0,1113	78,5925	0,0589
3	0,490576	0,7507	0,0425	77,9949

Tableau IV. 2: Vérification de vibration des mode

- Le premier mode de vibration est une **translation** suivant **x-x** avec une mobilisation de masse de 80,0441 %
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** suivant **y-y** avec une mobilisation de masse de 78,592 %
- Le troisième mode vibration est une **torsion** autour de **z-z**.

IV.4. 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 :**

Sens XX :

The dialog box 'Section Cut Stresses & Forces' displays the following data for Sens XX:

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	20,054	0
End Point	-3,6535	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,2003	1,5805	0,	178,4198

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1256,0747	41,8154	5,212E-10	0,	0,	0,
Moment	691,6964	20749,3028	7415,3881	0,	0,	0,

Buttons: Close, Refresh

Figure IV. 1: Charges horizontales reprises par la structure dans le sens x-x

- **Voile uniquement :**

The dialog box 'Section Cut Stresses & Forces' displays the following data for Voile uniquement:

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	20,054	0
End Point	-3,6535	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,2003	1,5805	0,	178,4198

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1022,3649	37,3831	250,9916	0,	0,	0,
Moment	5274,746	2976,2912	6195,1865	0,	0,	0,

Buttons: Close, Refresh

Figure IV. 2: 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	1256,07	1022,36	81,39	18,60

Sens YY :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	22,234	0
End Point	-3,3265	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,4538	2,1255	0,	179,267

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	26,3839	1317,2268	4,497E-11	0,	0,	0,
Moment	22002,6378	438,0242	2405,613	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure IV. 3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens y-y

- Voile uniquement :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 22,234 Y: 0

End Point X: -3,3265 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 9,4538 Y: 2,1255 Z: 0 Angle: 179,267

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	22,786	1118,3347	174,9575	0,	0,	0,
Moment	7851,6511	8987,1383	1925,7951	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure IV. 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	1317,22	1118,33	84,90	15,09

2. Forces verticales :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	17,984	0
End Point	-7,4675	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,2583	1,9893	0,	182,3298

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1,769E-09	-3,483E-12	-17506,486	0,	0,	0,
Moment	72028,375	-60678,5	-2,751E-09	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure IV. 5: Charges verticales reprises par la structure.

- **Voile uniquement :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 17.984 Y: 0

End Point X: -7.4675 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 5.2583 Y: 1.9893 Z: 0 Angle: 182.3298

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	18,0443	-3,611	-4994,092	0,	0,	0,
Moment	18856,5337	-16881,993	86,4417	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure IV. 6: 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	17506,48	4994,09	28,52	71,47

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous 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, notre système de contreventement est constitué par des voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris **R=3.5** d'après le tableau **4.3 de RPA 99/2003**.

IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003]

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t * (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 27,67 \text{ m}$	T=0,603 s.
Facteur d'amplification dynamique moyen :	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$. Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur :	D=1,68

RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}.(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$	$\xi = 10$	
	Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \eta = 0,76$	
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	une structure contreventée par voiles porteurs	R=3,5
Poids total W_t :		16094,79KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Observation de critère	Q_y		Q_x	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.15		1.15	

Tableau IV. 3: Facteur de qualité Q.

The screenshot shows the 'Story Shears' window in ETABS. The table displays shear forces (VX, VY) and moments (MX, MY) for different stories (4E, 3E, 2E, 1E, RDC) under various loads (EX, EY) at different locations (Top, Bottom). The values are in KN and KNM.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
4E	EY	Bottom	0,00	19,73	882,30	8391,962	6142,608	135,45
3E	EX	Top	0,00	997,08	24,39	7487,242	140,938	5704,1
3E	EX	Bottom	0,00	1003,56	24,53	7503,412	215,037	8697,5
3E	EY	Top	0,00	23,91	1059,58	10098,800	6142,608	135,45
3E	EY	Bottom	0,00	24,02	1066,42	10157,338	9322,077	208,07
2E	EX	Top	0,00	1135,78	27,47	8535,201	215,037	8697,5
2E	EX	Bottom	0,00	1140,60	27,55	8546,913	298,365	12094,4
2E	EY	Top	0,00	27,21	1199,15	11455,128	9322,077	208,07
2E	EY	Bottom	0,00	27,27	1204,05	11497,257	12909,794	290,48
1E	EX	Top	0,00	1219,24	29,05	9184,106	298,365	12094,4
1E	EX	Bottom	0,00	1222,86	29,10	9190,986	386,565	15735,7
1E	EY	Top	0,00	28,99	1280,94	12267,717	12909,794	290,48
1E	EY	Bottom	0,00	29,03	1284,48	12298,511	16737,408	378,37
RDC	EX	Top	0,00	1254,78	29,63	9424,375	386,565	15735,7
RDC	EX	Bottom	0,00	1256,42	29,66	9431,165	506,763	20754,6
RDC	EY	Top	0,00	29,68	1315,71	12619,189	16737,408	378,37
RDC	EY	Bottom	0,00	29,66	1317,16	12631,341	22001,350	498,52

Figure IV. 7: Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 1256,42 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 1317,16 \text{ KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)		0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} \cdot w$	1332,65	1066,12	1256,42	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} \cdot w$	1332,65	1066,12	1317,16	Condition vérifiée

IV.6 Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

- N_d : l'effort normal maximal.
- B_c : section du poteau.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Poteaux	N _d (kN)	B _c (cm ²)	F _{c28} (kN/cm ²)	V	Observation
45×45	1463,4	2025	2,5	0,289	v<0.3 condition vérifiée
40×40	656,78	1600	2,5	0,164	v<0.3 condition vérifiée
35×35	387,21	1225	2,5	0,126	v<0.3 condition vérifiée

Tableau IV. 4: Vérification de l'effort normal réduit

IV.7.Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Sens longitudinal x-x :

Story	Hauteur d'étage	$\delta_{ek}(m)$	R	D(m)	$\Delta k(m)$	1%h(m)	observation
TOITURE	4,81	0,0183	3,5	0,06405	0,0014	0,0481	Vérifié
6E	3,06	0,0179	3,5	0,06265	0,0063	0,0306	Vérifié
5E	3,06	0,0161	3,5	0,05635	0,0077	0,0306	Vérifié
4E	3,06	0,0139	3,5	0,04865	0,00945	0,0306	Vérifié
3E	3,06	0,0112	3,5	0,0392	0,0105	0,0306	Vérifié
2E	3,06	0,0082	3,5	0,0287	0,0112	0,0306	Vérifié
1E	3,06	0,005	3,5	0,0175	0,0105	0,0306	Vérifié
RDC	4,08	0,002	3,5	0,007	0,007	0,0408	Vérifié

Tableau IV. 5: Déplacements inter étage sens longitudinal.

Sens transversal y-y :

Story	Hauteur d'étage	$\delta_{ek}(m)$	R	D(m)	$\Delta k(m)$	1%h(m)	observation
TOITURE	4,81	0,0172	3,5	0,0602	0,0049	0,0481	Vérifié
6E	3,06	0,0158	3,5	0,0553	0,00665	0,0306	Vérifié
5E	3,06	0,0139	3,5	0,04865	0,00735	0,0306	Vérifié
4E	3,06	0,0118	3,5	0,0413	0,00875	0,0306	Vérifié
3E	3,06	0,0093	3,5	0,03255	0,00945	0,0306	Vérifié
2E	3,06	0,0066	3,5	0,0231	0,00945	0,0306	Vérifié
1E	3,06	0,0039	3,5	0,01365	0,0084	0,0306	Vérifié
RDC	4,08	0,0015	3,5	0,00525	0,00525	0,0408	Vérifié

Tableau IV. 6: Déplacements inter étage sens transversal.**IV.8 Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} \quad (\text{BAEL 91, article B.6.5.3})$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel,

on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots → Case EX → Display.

a) Sous l'action de E_Y :

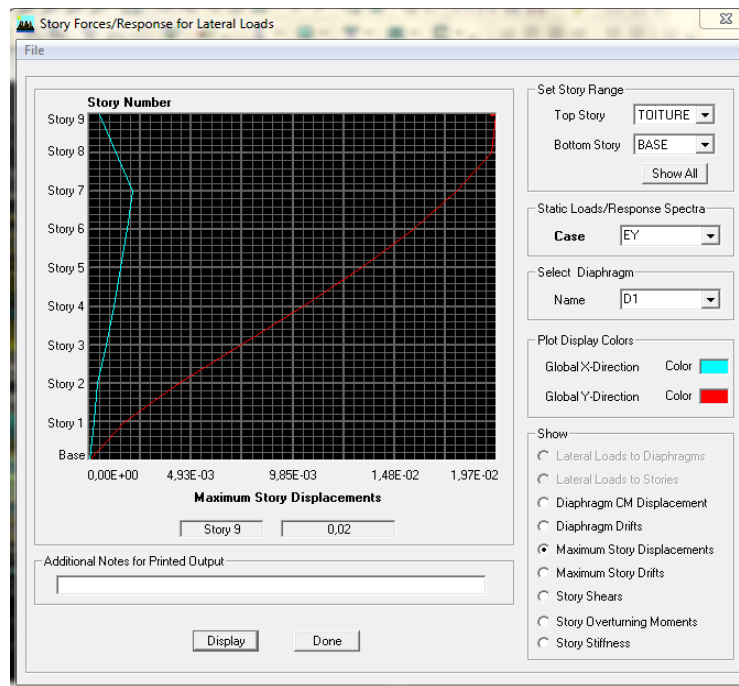


Figure IV. 8: déplacement relatif dans le sens transversal.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{27,67}{500} = 0,05534 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Sous l'action de E_x :

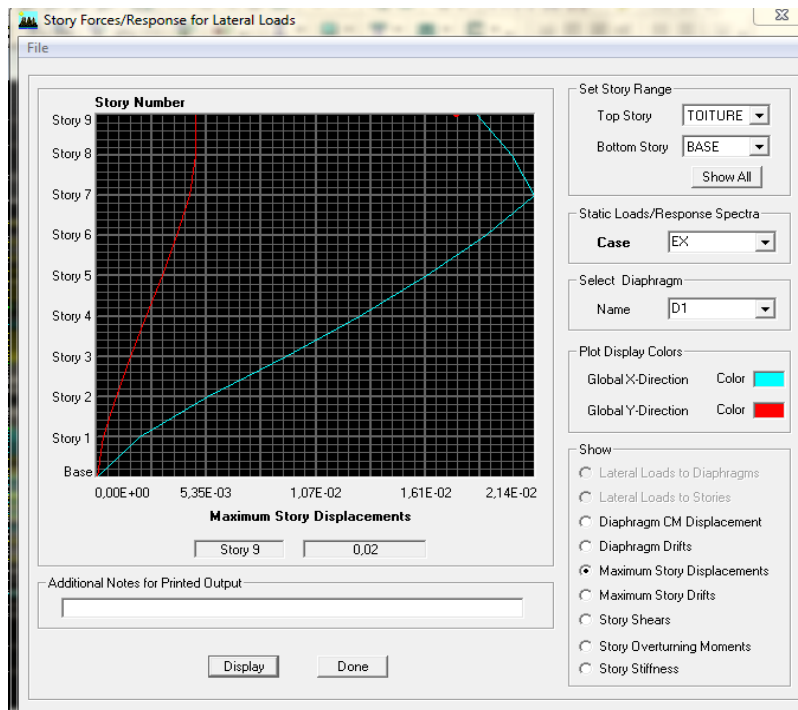


Figure IV. 9: déplacement relatif dans le sens longitudinal.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{27,67}{500} = 0.05534 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.9.Vérification de l'effet P-Delta :

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.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

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 à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

↪ L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

- Sens longitudinal (x-x) :

Story	$V_{kx}(KN)$	$P_k(KN)$	$\Delta_{kx}(m)$	$H_k(m)$	θ_{kx}	1%h(m)	OBSR
TOITURE	43,68	408,72	0,0014	4,81	0,0022723	0,0481	Condition vérifié
6E	382,61	2599,71	0,0063	3,06	0,0139890	0,0306	Condition vérifié
5E	650,61	4701,27	0,0077	3,06	0,0181829	0,0306	Condition vérifié
4E	877,67	6802,84	0,00945	3,06	0,0239369	0,0306	Condition vérifié
3E	1065,02	8904,41	0,0105	3,06	0,0286889	0,0306	Condition vérifié
2E	1210,21	11005,97	0,0112	3,06	0,0332862	0,0306	Condition vérifié
1E	1301,51	12928,48	0,0105	3,06	0,0340853	0,0306	Condition vérifié
RDC	1337,98	14722,73	0,007	4,08	0,0188789	0,0408	Condition vérifié

Tableau IV. 7: vérification de l'effet P- Δ sens x-x**- Sens transversal (y-y) :**

Story	$V_{ky}(KN)$	$P_k(KN)$	$H_k(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	θ_{ky}	1%h(m)	OBSR
TOITURE	50,59	408,72	4,81	0,0049	0,00823023	0,0481	Condition vérifié
6E	421,65	2599,71	3,06	0,00665	0,01339902	0,0306	Condition vérifié
5E	709,27	4701,27	3,06	0,00735	0,01592097	0,0306	Condition vérifié
4E	950,85	6802,84	3,06	0,00875	0,02045808	0,0306	Condition vérifié
3E	1148,04	8904,41	3,06	0,00945	0,02395292	0,0306	Condition vérifié
2E	1296,11	11005,97	3,06	0,00945	0,02622387	0,0306	Condition vérifié
1E	1386,26	12928,48	3,06	0,0084	0,02560122	0,0306	Condition vérifié
RDC	1422,03	14722,73	4,08	0,00525	0,01332229	0,0408	Condition vérifié

Tableau IV. 8: vérification de l'effet P- Δ sens (y-y)

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments

V. Ferraillage des éléments structuraux :

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1.Ferraillage des poteaux

V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \\ - \quad G + Q \rightarrow \text{à l'ELS} \\ - \quad G + Q + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \\ - \quad 0,8G + E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \end{array} \right\} \text{RPA99 (Article 5 .2)}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.1.2. Recommandations et exigences du RPA :

a) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $3\% \times b \times h$ en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Sections des poteaux cm ²	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh] (cm ²)	3% [bh] (cm ²) en zone courante	6% [bh] (cm ²) en zone de recouvrement
45×45	16,2	60,75	121,5
40×40	12,8	48	96
35×35	9,8	36,75	73,5

Tableau V. 1 : Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et en tournant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre $\emptyset_t$ des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : $\emptyset_L$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **Calcul d'élancement (élancement géométrique):**

$$\lambda g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

λg : élancement géométrique.

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset_{\min}$.

$\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

V.1.3 .Calcul du ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

a.1) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

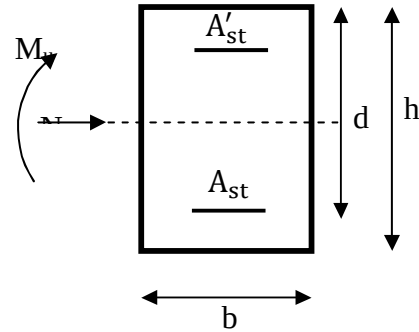


Figure V. 1 : Schéma de ferrailage.

Section partiellement comprimée (SPC):

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

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

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec:

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

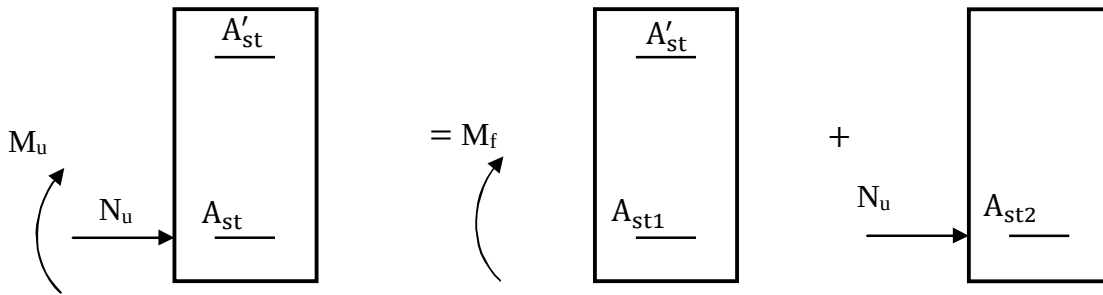


Figure V. 2 : Section partiellement comprimée (SPC).

- **Calcul des armatures :**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_d \sigma_s}, A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul:

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

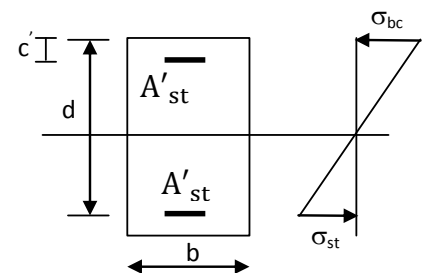


Figure V. 3 : Schéma de ferrailage.

Section entièrement comprimée (SEC):

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

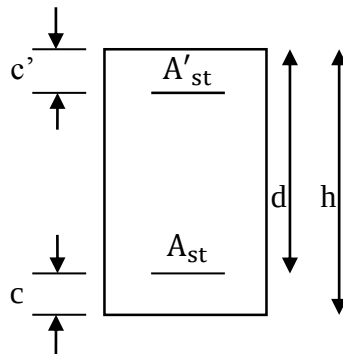


Figure V. 4 : Schéma de ferrailage.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

2^{ème} cas : SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
Zone I	[45 × 45]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0,8GEYM (-)	1330,87	6,833
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	GQEX	- 443,46	-4,556
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEY	364,18	81,09
Zone II	[40 × 40]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	0,8GEX	586,3	6,693
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-101,62	6,541
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEY	306,5	-81,459
Zone III	[35 × 35]	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	GQEX	382,43	3,983
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-352,41	-6,737
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEX	112,58	-47,198

Tableau V. 2 : Les différentes sollicitations dans les poteaux.

Avec :

Zone I : RDC , 1^{ère} , 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème} , 7^{ème} , toiture.

- Exemple d'un calcul manuelle

a) Exemple de calcul pour le poteau (45 x 45) cm² à l'ELU :

$$b = 45\text{cm} ; h = 45\text{cm}; d = 42\text{cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$c = c' = 3\text{cm} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1330,85 \text{ kN} ; M_u = 6,833 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6,833 \times 10^2}{1330,85} = 0,51\text{cm}$$

$$e = 0,51 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 19,5\text{cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

Calcul de :

$$N_u(d - c') - M_f \text{ et } (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$$

Avec :

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

$$\text{Et } d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42 \text{ m}$$

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = 6,883 + 1330,85 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 266,40 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \frac{0,03}{0,45}\right)(0,45)^3 \times 14,2 \times 10^3 = 366,19 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1330,85(0,42 - 0,03) - 266,40 = 252,63 < 366,19\text{kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{266,40 \times 10^6}{450 \times 420^2 \times 14,2} = 0,236$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,236 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,863$$

$$A'_{st} = 0$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{266,40 \times 10^3}{0,863 \times 42 \times 348} = 21,12 \text{ cm}^2$$

D'où la section réelle d'armature est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 21,12 - \frac{1330,85 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = -17,09 \text{ cm}^2$$

- **Remarque :**

- La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.
- Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures «Socotec».

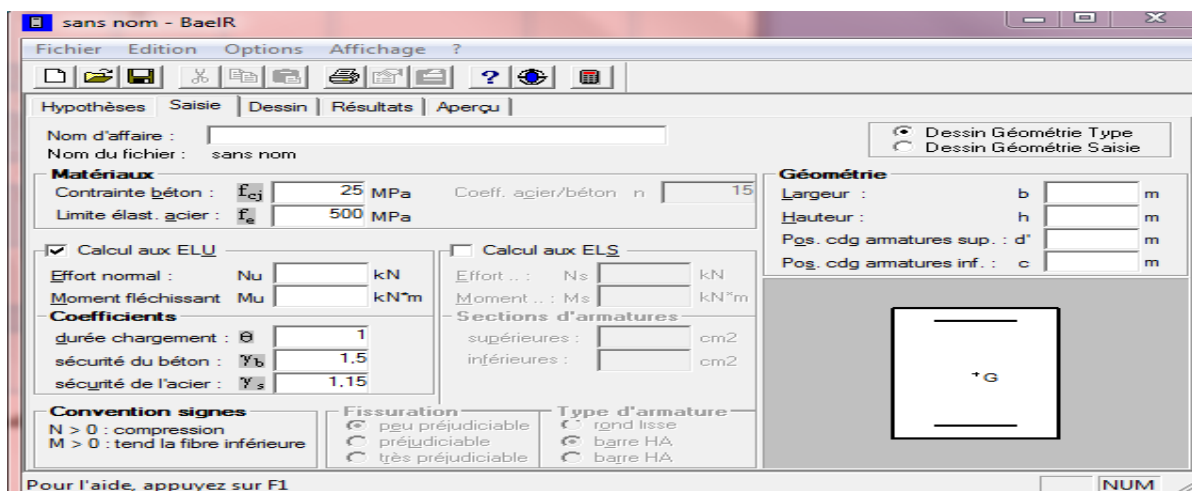


Figure V. 5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M _x (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop} (cm ²)
Zone I (45x45)	N ^{max} – M ^{corr}	1330,87	6,833	SEC	0	0	16,2	12HA16	24,12
	N ^{min} – M ^{corr}	-443,46	-33,228	SET	9,36	3,39			
	N ^{corr} – M ^{max}	364,18	81,09	SEC	0	2,68			
Zone II (40x40)	N ^{max} – M ^{corr}	586,3	20,387	SEC	0	0	12,8	12HA14	18,58
	N ^{max} – M ^{corr}	-101,62	6,541	SET	0,87	2,05			
	N ^{min} – M ^{corr}	306,5	-81,459	SEC	3,34	0			
Zone III (35x35)	N ^{max} – M ^{corr}	382,43	3,983	SEC	0	0	9,8	12HA12	13,56
	N ^{min} – M ^{corr}	-352,41	-6,737	SET	5,67	4,46			
	N ^{corr} – M ^{max}	112,58	-47,198	SEC	2,33	0			

Tableau V. 3 : Tableau de ferrailage des poteaux

V.1.4 Vérification à l'ELU :

A. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{Soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section d'At = 4HA8 = **2,01cm²** (3

Cadre).

- **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (35 + 10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

a : est la petite dimension du poteau

Soit : **S_t = 15 cm**

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm.}$

NB : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

➤ En zone de courante :

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La disposition des cadres dans la zone nodale :

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b_1, h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

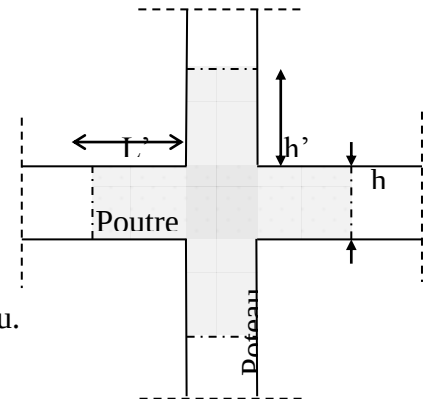


Figure V. 6 : Délimitation de la zone nodale.

ZONE	Poteaux	H_e (cm)	$h' = \max (h_e/6 , B_1, h_1, 60 \text{ cm})$	
Zone I	45× 45	4,08	$h' = \max (68, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 70 \text{ cm}$
		3,06	$h' = \max (51, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone II	40× 40	3,06	$h' = \max (51, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
			$h' = \max (51, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone III	35 ×35	3,06	$h' = \max (51, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
		2,86	$h' = \max (48, 45, 45, 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau V. 4 : Délimitation de la zone nodale

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% .S_t .b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% .S_t .b_1$

-Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ par interpolation entre les valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,45} = 6,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,665 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,49 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

✓ **Poteaux (35 x 35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Remarque : D'après les résultats obtenus, la condition ($A_t^{\min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45 x 45) cm^2 na pas vérifiée, alors pour cela en diminue l'espacement en zone courante.

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$ (zone courante)

✓ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,45} = 6,41 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Poteaux	Sections des armatures transversales(cm^2)	Espacement
(45 x 45)	(2 cadres Ø8) = 2,01	Zone nodal =10 cm Zone courant=12 cm
(40 x 40) (35 x 35)	(2 cadres Ø8) = 2,01	Zone nodal=10 cm Zone courante=15 cm

a. La longueur minimale des recouvrements est de :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA 16** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **HA 14** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 56 \text{ cm}$.

Pour les **HA 12** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 \text{ cm}$.

b. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

Pour les HA 16 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour les HA 14 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les HA 12 : $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$

c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Zone	V_u [KN]	λ_g	ρ_d	b (cm)	d (cm)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (45x45)	94,97	6,41	0,075	45	42	0,50	1,875	CV
Zone II (40x40)	87,18	5,41	0,075	40	37	0,58	1,875	CV
Zone III (35x35)	51,55	6,18	0,075	35	32	0,46	1,875	CV

Tableau V. 5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

V.1.5 Vérification à l'ELS :**a. Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sans longitudinal : M_3

Zone	Sollicitations	$N_s(KN)$	$M_{sx}(KN.m)$	$e_s(cm)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	Condition
Zone I (50x50)	$N^{max} - M^{corr}$	817,29	-4,068	-0,49	0,44	20,60	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	103,64	0,156	0,15	0,47		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	690,24	-16,931	-2,45	0,39		CV
Zone II (45x45)	$N^{max} - M^{corr}$	426,14	0,485	0,11	0,36	18,71	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	36,75	0,197	0,53	0,38		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	143,92	12,631	8,77	0,61		CV
Zone III (40x40)	$N^{max} - M^{corr}$	277,43	1,283	0,46	0,28	14,19	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-105,51	1,283	-1,21	0,24		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	76,35	-11,895	-15,5	0,15		CV

Tableau V. 6 : Vérifications la condition de non fragilité sens X-X.

Sans transversal : M_2

Zone	Sollicitations	Ns(KN)	Msy (KN.m)	es (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Condition
Zone I	N ^{max} – M ^{corr}	817,29	-12,046	-1,47	0,42	20,60	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	103,64	-0,397	-0,38	0,45		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	611,14	16,334	2,67	0,60		CV
ZoneII	N ^{max} – M ^{corr}	426,14	4,756	1,11	0,40	18,71	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	36,75	-0,746	-2,02	0,31		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	80,57	-12,702	-15,76	0,21		CV
Zone III	N ^{max} – M ^{corr}	277,43	3,692	1,33	0,32	14,19	CV
	N ^{min} – M ^{corr}	-105,51	0,919	-0,87	0,24		CV
	N ^{corr} – M ^{max}	460,08	-17,141	-3,72	0,21		CV

Tableau V. 7 : Vérifications la condition de non fragilité sens Y-Y.

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

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

• Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{binf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	A_{adop} (cm ²)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Conditions
Zone I (45x45)	$N^{max} - M^{corr}$	817,29	-4,068	20,61	3,34	3,74	15	50,4	55,8	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	103,64	0,156		0,46	0,44		6,84	6,63		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	690,24	-16,931		2,15	3,83		33,7	56		CV
Zone III (40x40)	$N^{max} - M^{corr}$	426,14	0,485	14,2	1,97	1,92	15	29,5	28,8	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	36,75	0,197		0,18	0,16		2,66	2,37		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	143,92	12,631		1,35	0		19,1	0,54		CV
Zone III (35x35)	$N^{max} - M^{corr}$	277,43	1,283	10,68	1,36	1,22	15	20,3	18,4	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-105,51	1,283		0	0		-118	-133,2		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	76,35	-11,895		0	1,18		-9,42	16,1		CV

Tableau V. 8 : Vérifications Les Contraintes dans le sens longitudinal.

Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	A_{adop} (cm ²)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_{asup} [MPa]	σ_{ainf} [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Conditions
Zone I (45x45)	$N^{max} - M^{corr}$	817,29	-12,046	20,61	2,95	4,14	15	45,2	61,1	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	103,64	-0,397		0,43	0,47		6,48	7		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	611,14	16,334		3,46	1,84		50,5	29		CV
Zone II (40x40)	$N^{max} - M^{corr}$	426,14	4,756	14,2	2,21	1,68	15	32,7	25,7	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	36,75	-0,746		0,13	0,21		1,97	3,06		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	80,57	-12,702		0	1,19		-8,74	16,3		CV
Zone III (35x35)	$N^{max} - M^{corr}$	277,43	3,692	10,68	1,5	1,08	15	22,2	16,5	400	CV
	$N^{min} - M^{corr}$	-105,51	0,919		0	0		-120,1	-131,1		CV
	$N^{corr} - M^{max}$	460,08	-17,141		1,16	3,12		19	45,2		CV

Tableau V. 9 : Vérifications Les Contraintes dans le sens transversal.

V.2. Poutres :

V.2.1. Introduction :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

V.2.2. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

a) Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (25x35) cm ²	4,375	35	52.50
Poutre secondaire (25x30) cm ²	3.75	30	45
Poutre palière (25x30) cm ²	3,75	30	45
Poutre inclinée (35x25) cm ²	4,375	35	52,5

Tableau V. 10 : Recommandations du RPA

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.

- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de $2U$ superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de $10cm$ entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit : $S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right)$ en zone nodale et en travée

➤ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3 étapes de calcul du ferraillage à l'ELU :

1) Etapes de calcul en flexion simple :

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas:

- ❖ Si $\mu < \mu_l = 0.392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

- ❖ Si $\mu > \mu_l = 0,392$ les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

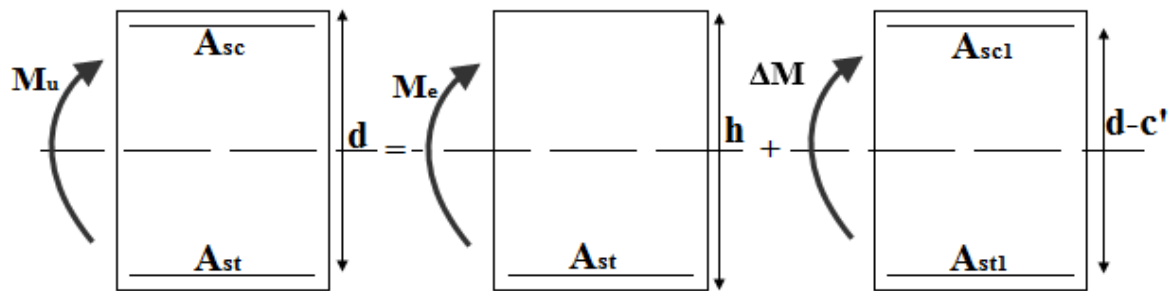


Figure V. 7 : Section doublement armée.

V.2.4. Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Localisation	Moments (KN.m)	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferraillage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutres Principales	Travée	97,66	8,48	4,375	3HA16+3HA14	10,65
	Appuis	-118,57	10,59	4,375	3HA16+3HA14	10,65
Poutres Secondaires	Travée	70,88	7,31	3,75	3HA14+3HA12	8,01
	Appuis	-81,78	8,61	3,75	3HA16+3HA14	10,65
Poutres Palières	Travée	26	2,92	3,75	3HA14	4,62
	Appuis	-29,76	3,37	3,75	3HA14	4,62
Poutres inclinées	Travée	6,42	0,58	4,375	3HA14	4,62
	Appuis	10,26	0,93	4,375	3HA14	4,62

Tableau V. 11 : Ferraillage des poutres

V.2.5. Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit

- ✓ $S_t \max = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓ $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

∅: 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. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓ $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées en cadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

- **Le diamètre des armatures transversales est :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l ; b/10\}$$

$$\phi_t \leq \min\{10; 12; 25\}$$

On Choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

- **Poutres principales (35×25)**

$$St \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,6\right) \quad St \leq \min(8,75; 19,2) \quad \text{St} = 10 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30×25) :**

$$St \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,6\right) \quad St \leq \min(7,5; 19,2) \quad \text{St} = 10 \text{ cm}$$

- **Poutres inclinées (35×25) :**

$$St \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad St \leq \min(8,75; 16,8) \quad \text{St} = 10 \text{ cm}$$

- **Poutres palière (30×25) :**

$$St \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4\right) \quad St \leq \min(7,5; 16,4) \quad \text{St} = 10 \text{ cm}$$

- **Poutres Chainages (30×20) :**

$$St \leq \min\left(\frac{30}{2}; 12 \times 1,4\right) \quad St \leq \min(7,5; 16,4) \quad \text{St} = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutres principales (35×25)**

$$St \leq \frac{35}{2} \quad St = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30×25) :**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad St = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres inclinée (35×25) :**

$$St \leq \frac{35}{2} \quad St = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres de chainages (30×20) :**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad St = 15 \text{ cm}$$

- **Poutres palières (30×25) :**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 2 \times h$$

- Poutre Principale : $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70$ cm.
- Poutre Secondaire : $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60$ cm.
- Poutre inclinée : $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70$ cm
- Poutre de chainage : $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60$ cm
- Poutre palière : $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60$ cm

• **Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22BAEL91modifiée 99) :**

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

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42,33$ cm $\longrightarrow$ $l_s = 45$ cm

Pour $\phi 14$: $l_s = 46,38$ cm $\longrightarrow$ $l_s = 50$ cm

Pour $\phi 16$: $l_s = 56,43$ cm $\longrightarrow$ $l_s = 60$ cm

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$

Pour $\phi 12$: $l_s = 18$ cm

Pour $\phi 14$: $l_s = 20$ cm

V.2.6. Vérification à l'ELU :

• **Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

• **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

	Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	Observation
Poutre Principale	Travée	0,97	10,65	Condition vérifiée
	Appuis	0,97	10,65	Condition vérifiée
Poutre Secondaire	Travée	0,82	8,01	Condition vérifiée
	Appuis	0,82	10,65	Condition vérifiée
Poutre inclinée	Travée	0,97	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,97	4,62	Condition vérifiée
Poutre Palière	Travée	0,82	4,62	Condition vérifiée
	Appuis	0,82	4,62	Condition vérifiée

Tableau V. 12 : Vérification condition de non fragilité

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

Poutres	T (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale (25x35)	75,03	25	32	0,93	3,33	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25x30)	30,83	25	27	0,45	3,33	Condition vérifiée
Poutre inclinée (35x25)	6,98	25	32	0,08	3,33	Condition vérifiée
Poutre palière (25x30)	30,24	25	27	0,45	3,33	Condition vérifiée

Tableau V. 13 : Vérification aux cisaillements.

- **Influence de l'effort tranchant :**

✓ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	T_u (KN)	$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d}$	$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$	observation
Poutre principale (25x35)	25	32	25	1,5	75,03	2,08	13,33	CV
Poutre inclinée (25x35)	25	32	25	1,5	6,98	0,19	13,33	CV
Poutre secondaire (25x30)	25	27	25	1,5	30,83	1,01	13,33	CV
Poutre palière (25x30)	20	27	25	1,5	30,24	1,24	13,33	CV

Tableau V. 14 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✓ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$M_u^{\max}$ (KN.m)	d (cm)	$0,9 \times d$	A_u (cm ²)	Observation
Poutre principale (25x35)	75,03	55,84	32	0,288	-117,26	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25x30)	30,83	32,98	27	0,243	-104,89	Condition vérifiée
Poutre inclinée (25x35)	6,98	10,26	32	0,288	-28,645	Condition vérifiée
Poutre palière (25x30)	30,24	10,26	32	0,288	-5,385	Condition vérifiée

Tableau V. 15 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

✓ Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{ct28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{T_u} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 320 \times 25}{1,5} = 480 \text{ kn}$$

$$\overline{T_u} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 200 \times 270 \times 25}{1,5} = 324 \text{ kn}$$

$$\overline{T_u} = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 270 \times 25}{1,5} = 405 \text{ kn}$$

	T_u	$\overline{T_u}$	observations
Poutres principales	75,03	480	Condition vérifiée
poutres secondaires	30,83	405	Condition vérifiée
poutre inclinées	6,98	480	Condition vérifiée
poutres palières	30,24	405	Condition vérifiée

Tableau V. 16 : Influence de l'effort tranchant aux appuis

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{ct28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

<i>Poutres</i>	<i>Tu (kn)</i>	<i>d (cm)</i>	<i>$\sum U_i(mm)$</i>	<i>$\tau_{se}(MPa)$</i>	<i>$\bar{\tau}_{se}(MPa)$</i>	<i>Observation</i>
Poutre principale (25x35)	75,03	32	175,84	0,14	3,15	Condition vérifiée
Poutre secondaire (25x30)	30,83	27	150,72	0,73	3,15	Condition vérifiée
Poutre inclinée (25x35)	6,98	32	163,28	0,14	3,15	Condition vérifiée
Poutre palière (25x30)	30,24	27	150,72	0,82	3,15	Condition vérifiée

Tableau V. 17 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

V.2.7 Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Etat limite de compression du béton: (BAEL91 modifié 99, article A.4.5.2) :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

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

	Position	$M_s^{\max}$ [kN.m]	A_{adop} [cm ²]	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{\text{st}}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$	OBS
Poutre Principale	Travée	21,36	12,32	1,56	0,837	15,67	6,47	348	1,07	15	CV
	Appuis	-29,4	14,67	1,834	0,828	14,07	7,55	348	0,54	15	CV
Poutre Secondaire	Travée	10,86	11,08	1,61	0,834	15,12	4,35	348	0,29	15	CV
	Appuis	-15,5	12,32	1,82	0,828	15,67	5,63	348	0,36	15	CV
Poutre Palière	Travée	1,925	3,38	0,506	0,893	31,73	2,36	348	0,07	15	CV
	Appuis	-4,13	3,38	0,506	0,893	31,73	0,63	348	0,02	15	CV
Poutre inclinée	Travée	2,375	4,62	0,577	0,8875	29,45	1,81	348	0,06	15	CV
	Appuis	-3,52	4,62	0,577	0,8875	29,45	2,68	348	0,09	15	CV

Tableau V. 18 : Vérification à l'ELS

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU :

	Section (cm ²)	A_{adp}	
		Travée	Appuis
Poutres principales	25×35	3HA16+3HA14	3HA16+3HA14
Poutres secondaires	25×30	3HA14+3HA12	3HA16+3HA14
Poutres inclinées	25×35	3HA14	3HA14
Poutres palières	25×30	3HA14	3HA14

V.3. Ferraillage des Voiles :

V.3.1 Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

V.3.2. Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

V.3.3 Recommandation du RPA 99 version 2003 :

- **Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

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 (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

➤ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- ✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile ($e = 20 \text{ cm}$)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- ✓ **Longueur de recouvrement : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement..

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : RDC1^{ER} et 2^{eme}
- ✓ **Zone II** : 3^{eme}, 4^{eme}, et 5^{eme} étage
- ✓ **Zone III** : 6^{eme} étage

V.3.4 Exposé de la méthode de calcul:

La méthode utilisée pour ferrailler les voiles, est la méthode de la **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec : $V = V' = \frac{L}{2}$

L : longueur du voile.

Remarque :

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) : $d = \frac{L_t}{2}$

Avec :

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : La longueur de la zone tendue.

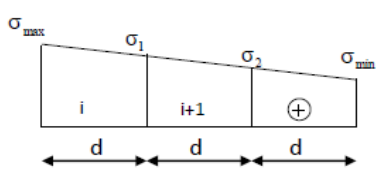
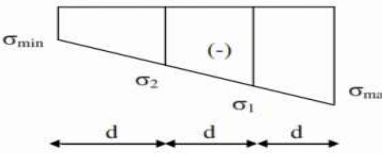
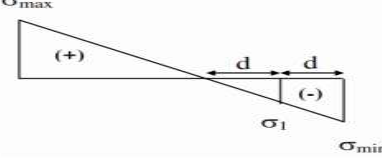
$$L_t = L - L_c$$

V.3.5. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$

V.3.6. Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau V. 19 : Tableau des armatures verticales

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets). On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

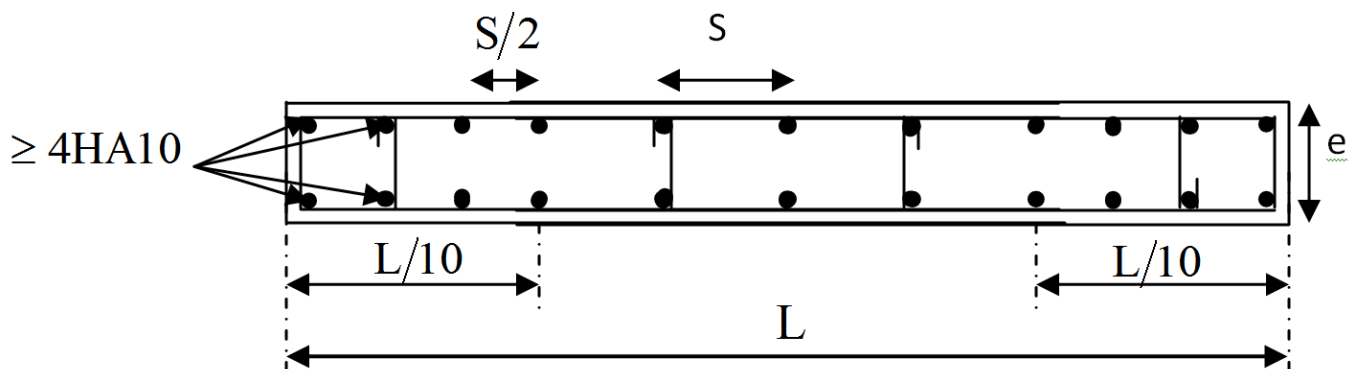


Figure V. 8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

 A_V : Section des armatures verticales.➤ **Vérification a ELU :**• **Section minimal d'armature :**

$$A_{min} = \max \begin{cases} A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{cases}$$

Zone tendue :On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0,2\%B \times l_t$ (Art 7.7.4.1 / RPA99 version 2003)

Avec :

B : la section de voile**L_t** : la longueur de la zone tendue.**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \text{ (Art 7.7.4.2 / RPA 99 version 2003)}$$

Zone courante :On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\%L_c \times b$ (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Avec

L_c = L - 2L/10 : La longueur de la zone courante**B** : la largeur de voile.➤ **Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times T$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

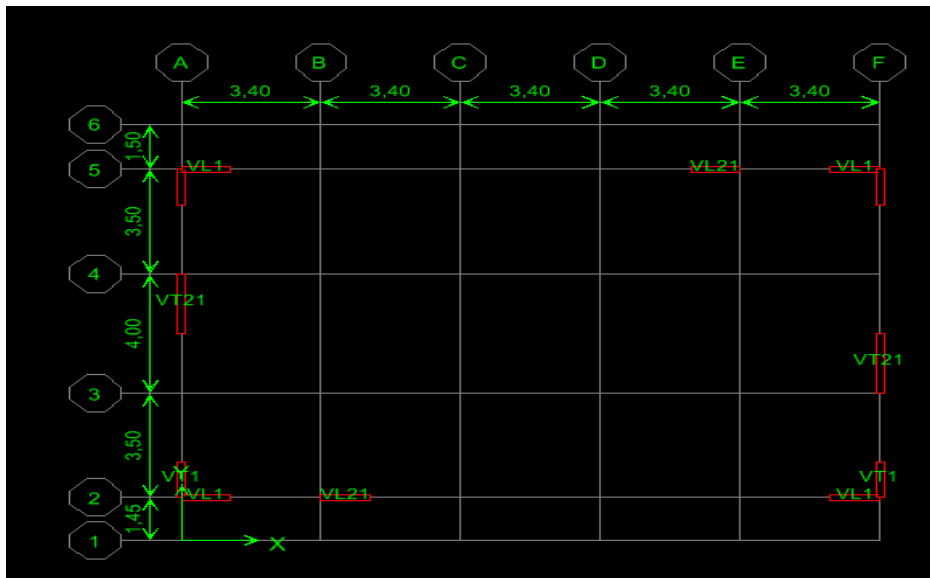
h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

❖ Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :



➤ Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 4 groupes :

• **V₁** : V_{L1} ,

• **V₂** : V_{L21}

• **V₃** : V_{T1}

• **V₄** : V_{T21}

V.3.7 Calcul de ferrailage:

Ferrailage de voile VL₁

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h _{poutre} (m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,40	1,40	1,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,28	0,28	0,28
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
Sollicitation de calcul	T(kN)		702,540	402,040	271,860
	N _{ser} (kN)		1377,78	1231,56	1517,47
	Vu (kN)		983,556	562,856	380,604
	σ _{max} (kN/m ²)		6282,890	3634,690	2908,300
	σ _{min} (kN/m ²)		7933,130	1421,970	1699,700
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,62	1,01	0,88
	Lc		0,78	0,39	0,52
	d		0,41	0,67	0,59
	σ ₁		2094,297	1211,563	969,433
	N ₁		345,55	325,12	228,42
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,64	8,13	5,71
	A _{vj} (cm ²)		27,05	15,48	10,47
	A' _{v1} /bande/nappe		15,40	12,00	8,33
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1,65	2,68	2,36
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		16,077	15,386	11,3
	Choix de A (cm ²)		2*4HA16	2*5HA14	2*5HA12
	St _{max}		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)		4,20	4,20	4,20
	A _H adopté (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,903	2,234	1,510
	3,26 Mpa	τ_u	2,788	1,595	1,079
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,530	4,063	5,110

Ferraillage Voile VL_{2,1} :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h _{poutre} (m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
Sollicitation de calcul	T(kN)		329,120	202,210	172,980
	N _{ser} (kN)		1041,19	945,04	692,97
	Vu (kN)		460,768	283,094	242,172
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		7524,990	4689,410	3801,930
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		5206,770	939,430	1003,580
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,71	1,00	0,95
	Lc		0,49	0,20	0,25
	d		0,47	0,67	0,63
	σ_1		2508,330	1563,137	1267,310
	N ₁		474,41	416,72	320,85
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		11,86	10,42	8,02
	A _{vj} (cm ²)		12,67	7,79	6,66
	A' _{v1} /bande/nappe		15,03	12,36	9,69
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1,89	2,67	2,53
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		16,07	15,386	11,304
	Choix de A (cm ²)		2*4HA16	2*5HA14	2*5HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	A _H /nappe (cm ²)		4,02	3,85	3,60
	A _H adopté (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,133	1,311	1,121
	3,26 Mpa	τ_u	1,524	0,936	0,801
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,942	3,592	2,697

Ferrailage de voile VT₁:

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h _{poutre} (m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,40	1,40	1,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,28	0,28	0,28
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
Sollicitations de calcul	T(kN)		702,540	402,040	271,860
	N _{ser} (kN)		1377,78	1231,56	1517,47
	Vu (kN)		983,556	562,856	380,604
	σ _{max} (kN/m ²)		6282,890	3634,690	2908,300
	σ _{min} (kN/m ²)		7933,130	1421,970	1699,700
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,62	1,01	0,88
	Lc		0,78	0,39	0,52
	d		0,41	0,67	0,59
	σ ₁		2094,297	1211,563	969,433
	N ₁		345,55	325,12	228,42
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,64	8,13	5,71
	A _{vj} (cm ²)		27,05	15,48	10,47
	A' _{v1} /bande/nappe		15,40	12,00	8,33
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		1,65	2,68	2,36
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		16,077	15,386	11,3
	Choix de A (cm ²)		2*4HA16	2*5HA14	2*5HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		4,20	4,20	4,20
	AH adopté (cm ²)		4,71	4,71	4,71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st (cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,903	2,234	1,510
	3,26 Mpa	τ_u	2,788	1,595	1,079
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	4,530	4,063	5,110

Ferrailage de voile VT_{2.1} :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h _{poutre} (m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,4	0,4	0,4
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		602,890	496,630	360,020
	N _{ser} (kN)		1517,47	334,26	1015,53
	Vu (kN)		844,046	695,282	504,028
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		7268,300	4701,320	2454,010
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		6056,720	1984,030	1039,540
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,09	1,41	1,40
	Lc		0,91	0,59	0,60
	d		0,73	0,94	0,94
	σ_1		2422,767	1567,107	818,003
	N ₁		704,82	587,75	306,45
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		17,62	14,69	7,66
	A _{vj} (cm ²)		23,21	19,12	13,86
	A' _{v1} /bande/nappe		23,42	19,47	11,13
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,91	3,75	3,75
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		24,11	21,54	15,82
	Choix de A (cm ²)		2*6HA16	2*7HA14	2*7HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,03	6,00	6,00
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		15	15	15
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,345	1,931	1,400
	3,26 Mpa	τ_u	1,675	1,380	1,000
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	3,479	0,773	2,397

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de la superstructure vers le sol.

Pour le calcul de la fondation il est nécessaire de connaître les charges apportée par la superstructure (**Un effort normal ; Un effort tranchant ; Un moment**) d'une part, Et de l'étude géotechnique et géologique (**classification du site, capacité portante du sol, tassement, l'agressivité du sol**) d'autre part.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles isolées, semelles filantes et les radiers).

b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➤ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée. Selon les résultats de cette étude :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l'ouvrage
- Assuré l'équilibre statique (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation)
- Economie

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VI.3 Dimensionnement :

VI.3.1 Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.
- G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

voile	N _s (KN)	L(m)	σ_{sol}	B(m)	S(m ²)
VL1	1377,78	1,4	200	4,9206429	6,8889
VL2	1377,78	1,4	200	4,9206429	6,8889
VL3	1377,78	1,4	200	4,9206429	6,8889
VL4	1377,78	1,4	200	4,9206429	6,8889
VL5	1041,19	1,2	200	4,3382917	5,20595
VL6	1041,19	1,2	200	4,3382917	5,20595
					37,9675

Tableau VI. 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

voile	N _s (KN)	L(m)	σ_{sol}	B(m)	S(m ²)
VT1	1384,05	1,2	200	5,766875	6,92025
VT2	1384,05	1,2	200	5,766875	6,92025
VT3	1384,05	1,2	200	5,766875	6,92025
VT4	1384,05	1,2	200	5,766875	6,92025
VT5	1517,47	2	200	3,793675	7,58735
VT6	1517,47	2	200	3,793675	7,58735
					42,8557

Tableau VI. 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface totale des semelles filantes sous les voiles :

$$S = \sum S_i = 80,82 \text{ m}^2$$

VI.3.2 Semelles filantes sous poteaux :

- **Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces :
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- **Application :**

a) Déterminer la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique le plus solliciter :

Poteaux	Ns	ei	Ns.ei	M
A	812,51	5,5	4468,805	-2,083
B	954,85	2	1909,7	-3,336
C	753,16	-2	-1506,32	5,587
D	544,58	-5,5	-2995,19	-1,474
somme	3065,1	0	1876,995	-1,306

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,36\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11,45}{6} = 1,90\text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3065,1}{11,45} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,36}{11,45}\right) = 217,36\text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3065,1}{11,45} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,36}{11,45}\right) = 318,19\text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3065,1}{11,45} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,36}{11,45}\right) = 292,93\text{ KN/m}^2$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{292,93}{200} = 1,46\text{ m}$$

➤ On prend : $B = 1,5\text{ m}$

On aura donc, $S = 1,5 \times 11,45 = 17,17\text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S \times n + S_v$$

$$S_t = 17,17 \times 6 + 80,82 = 183,84\text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 17,45 \times 11,45 = 199,80\text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes : $S_t = 183,84\text{ m}^2$
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{t semelles}}}{S_{\text{t structure}}} = \frac{183,84}{199,80} = \mathbf{0,92} \Rightarrow \text{La surface des semelles représente 92 \% de la surface totale}$$

Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, et donc on opte pour un radier général.

VI.4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

2) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée: $E = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,76 \text{ m}$$

✓ La hauteur de la nervure :

$h_n = 80\text{cm}$

✓ Largeur de la nervure :

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$ $40 \leq b_n \leq 70$ on prend:

$b_n = 50\text{cm}$.

3) Condition forfaitaire :

➤ **Sous voile :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h_n = 70\text{cm}$**

➤ **Sous poteaux :**

• **La dalle :**

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{4}{20} = 0,20 \text{ m}$$

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

➤ **Nervure**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4}{10} = 0,40 \text{ m}$$

On prend : **$h_n = 100\text{cm}$.**

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \quad \frac{4}{50} \leq h \leq \frac{4}{40} \quad \frac{L_{max}}{40} \quad 8 \leq h \leq 10$$

On opte $h_t = 10 \text{ cm}$.

❖ **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La hauteur de la dalle du radier : $h_d = 35 \text{ cm}$.
- La hauteur de la dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$.
- La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h = 100 \text{ cm}$.
- La largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$.

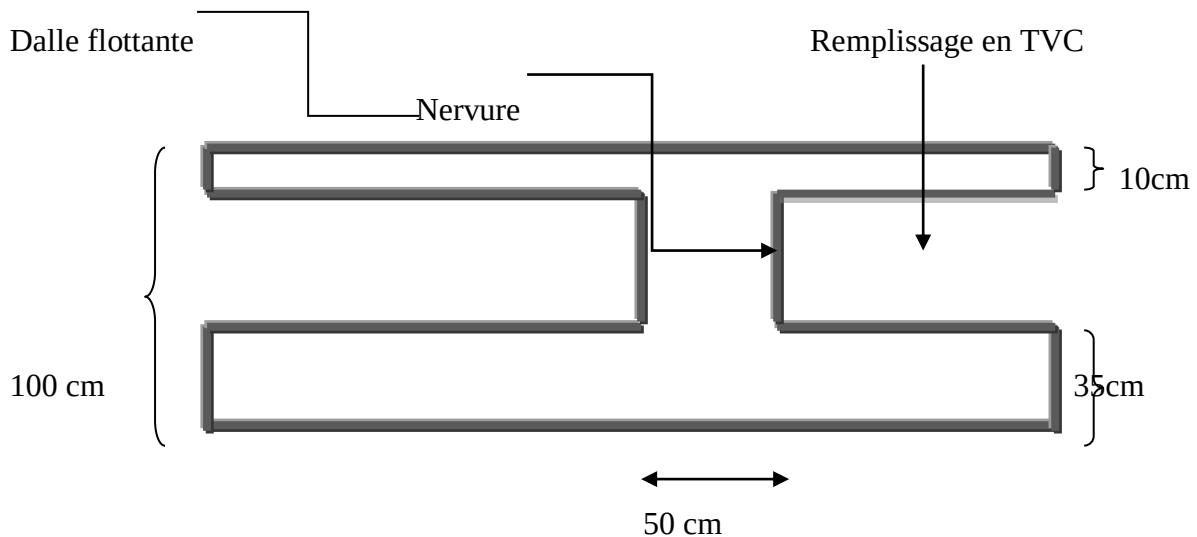


Figure VI. 1 : Coupe verticale du radier.

VI.4.2 Calcul des charges nécessaires au radier :

Charge permanente : $G = 15556,09 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation : $Q = 2693,47 \text{ KN}$.

a) Combinaisons d'actions :

➤ **ELU:**

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 15556,09 + 1,5 \times 2693,47 = 25040,92 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$N_{s1} = G + Q = 15556,09 + 2693,47 = 18249,56 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :**➤ ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Nu}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{25040,92}{1,33 \times 200} = 94,14 \text{ m}^2$$

➤ ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Ns}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{18249,56}{1,33 \times 200} = 68,60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 199,80 \text{ m}^2 > \text{Max}(S1^{\text{"ELU"}}; S2^{\text{"ELS"}}) = 94,14 \text{ m}^2.$$

Remarque:

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de **h_{deb} = 50 cm**

Donc la surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 199,80 + 0,5 \times 2 \times (11,45 + 17,45) = 228,7 \text{ m}^2.$$

c) Détermination des efforts à la base du radier :**Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}.$$

• Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b = (228,7 \times 0,35) \times 25 = 2001,12 \text{ KN}$$

$$\text{. } P_{\text{dalle}} = 2001,12 \text{ KN.}$$

• Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b = [(0,5 \times (1 - 0,35) \times (11,45 \times 6) + (4 \times 17,45))] \times 25 = 2303,19 \text{ KN}$$

$$P_n = 2303,18 \text{ KN.}$$

• Poids de T.V.O:

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times P_{\text{tvo}}$$

$$\text{Avec: } S_{\text{ner}} = [(11,45 \times 6) + (17,45 \times 4)] \times 0,5 = 69,25 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(228,7 - 69,25) \times (1 - 0,35)] \times 17 = 1761,92 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 1761,92 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = (S_{radier} - S_{ner}) * h_n * \rho_b$$

$$P_{df} = (228,7 - 69,25) * 0,1 * 25 = \mathbf{398,62 \text{ KN.}}$$

- **Poids totale de radier:**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de TVO

$$\mathbf{G_{radier} = 2001,12 + 2303,18 + 398,62 + 1761,92 = \text{KN}}$$

Donc le poids totale du radier **G_{radier}** = 6464,85 KN.

d) Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :

$$\mathbf{G_{tot} = G_{struct} + G_{radier} = 15556,09 + 6464,85 = 22020,94 \text{ KN.}}$$

e) Surcharge d'exploitation Q_{tot} :

$$Q_{tot} = Q_{str} + Q_{radier}$$

$$\mathbf{Q_{radier} = 228,7 \times 3,5 = 800,45 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{Q_{radier} = 800,45 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{str} = 2693,47 + 800,45 = 3493,92 \text{ KN}}$$

f) Combinaison d'action :

- **ELU :**

$$\mathbf{N_u = 1,35 \times 22020,94 + 1,5 \times 3493,92 = 34969,15 \text{ KN.}}$$

- **ELS :**

$$\mathbf{N_s = 22020,94 + 3493,92 = 25514,86 \text{ KN.}}$$

VI.3.3 Vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,35 = 0,315 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{34969,15 \times 1}{228,7} \times \frac{4}{2} = 305,80 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{305,80}{1 \times 0,315} = 970,81 \text{ kN/m}^2 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

$I_{xx}; I_{yy}$: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

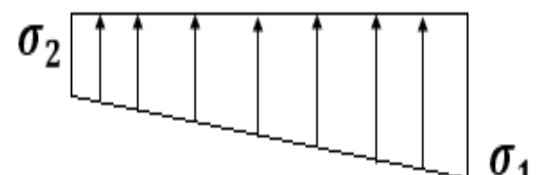


Figure VI. 2 : Diagramme des contraintes.

Avec : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

et $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 5,725 \text{ m}$ et $Y_G = 8,725 \text{ m}$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{11,45 \times 17,45^3}{12} = 5070,03 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{17,45 \times 11,45^3}{12} = 2182,88 \text{ m}^4$$

• Calcul des moments de renversement du radier :

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 20754,64 + (1256,42 \times 1) = 22010,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 22001,35 + (1317,16 \times 1) = 23318,51 \text{ KN.m.}$$

-Sens longitudinal :

➤ **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34969,15}{228,7} + \frac{22010,64}{5070,03} \times 5,725 = 177,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34969,15}{228,7} - \frac{22010,64}{5070,03} \times 5,725 = 128,05 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 177,75 + 128,05}{4} = 165,32 \text{ kN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{25514,86}{228,7} + \frac{22010,64}{5070,03} \times 5,725 = 136,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{25514,86}{228,7} - \frac{22010,64}{5070,03} \times 5,725 = 86,71 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136,41 + 86,71}{4} = 123,98 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

➤ A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34969,15}{228,7} + \frac{23318,51}{2182,88} \times 8,725 = 246,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34969,15}{228,7} - \frac{23318,51}{2182,88} \times 8,725 = 59,70 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 246,1 + 59,70}{4} = 199,5 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{25514,86}{228,7} + \frac{23318,51}{2182,88} \times 8,725 = 204,76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{25514,86}{228,7} - \frac{23318,51}{2182,88} \times 8,725 = 18,36 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 204,76 + 18,36}{4} = 158,16 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

VI.5.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4} = 0,85 \text{ m}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ **La dalle travaille dans les deux sens.**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 199,5 - \frac{8727,54}{228,7} = 161,34 \text{ kN/m}^2$$

✓ A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 158,16 - \frac{6464,85}{228,7} = 129,9 \text{ kN/m}^2$$

Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur au milieu de chaque portée.

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
 - moment sur appuis : $0,5M_{0x}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

Calcul a l'état limite service:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

1) Ferrailage du panneau :**➤ ELU :****Evaluation des moments M_x, M_y**

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0509 \times 161,34 \times 3,4^2 = 94,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,685 \times 94,93 = 65,02 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :**Evaluation des moments M_x, M_y :**

On obtient

$$M_{0x} = 0,0579 \times 129,9 \times 3,4^2 = 86,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,778 \times 86,94 = 67,64 \text{ KN.m}$$

- $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$:

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.(cas panneau intermédiaire).

➤ **ELU :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 94,93 = 71,19 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 65,02 = 48,76 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 94,93 = -47,46 \text{ KN.}$$

➤ **ELS :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 86,94 = 65,20 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 67,64 = 50,73 \text{ KN. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 86,94 = -43,47 \text{ KN.}$$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94,43 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94,43 \times 10^3}{0,967 \times 32 \times 348} = 8,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 8,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6HA14 / \text{ml} = 9,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

Sens x-x :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{71,19 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta_u = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,19 \times 10^3}{0,975 \times 32 \times 348} = 6,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 6,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6HA12 / \text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

Sens y-y :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,76 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48,76 \times 10^3}{0,984 \times 32 \times 348} = 4,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 6HA12 / \text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

Remarque :

On prend le même ferrailage pour les appuis dans les deux directions.

❖ **Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ **Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(105 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y:**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(140 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Sens x-x :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 3,4/4}{2} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y-y :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 9,29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ua}^x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,8 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

• **Vérification à L'ELS :**

On vérifie avec les conditions suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} ; \quad \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Zone	Sens	M _s [KN.m]	A	ρ	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{st}	σ̄ _{bc}	Obs.
			[cm ²]				[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
En	x-x	64,2	6,78	0,245	0,921	48,29	275,04	5,696	348	15	C.V
travée	y-y	50,73	6,78	186	0,93	56,43	287,95	5,103	348	15	C.V
Aux appuis	x-x	43,47	9,29	0,291	0,915	43,82	159,81	3,647	348	15	C.V
	y-y	43,47	9,29	0,291	0,915	43,82	159,81	3,647	348	15	C.V

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

VI.4.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

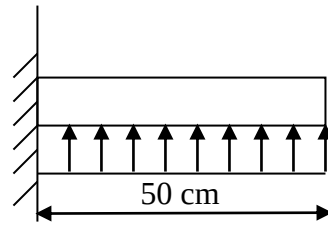


Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul :**➤ ELU :**

$$q_u = 161,34 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-161,34 \times 0,5^2}{2} = -20,16 \text{ kN.m}$$

➤ ELS :

$$q_s = 108,13 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-129,9 \times 0,5^2}{2} = -16,23 \text{ kN.m}$$

2- Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 32 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,16 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,20} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,16 \times 10^3}{0,993 \times 32 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Remarque :

On peut prolonger les armatures du radier pour ferrailer le débord.

♦ Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 32 \times 2,1}{400} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,82 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S = 25 \text{ cm}$

♦ Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 32} = 0,142 \Rightarrow \beta_1 = 0,938 ; K_1 = 65,64$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times d \times \beta_1} = \frac{16,23 \times 10^3}{4,52 \times 32 \times 0,938} = 119,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{119,62}{65,64} = 1,82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 119,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire trapézoïdale.

a) Charge trapézoïdale :

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$

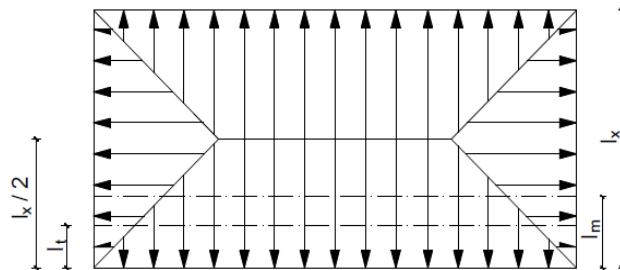


Figure VI. 3 : Réparation trapézoïdale

Moment fléchissant : $l_m = 0,3 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0, \times l_x$

b) Charges à considérer :

➤ Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

➤ Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

c) Détermination des charges :**➤ ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{Grad}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(199,5 - \frac{8727,54}{228,7} - \frac{3109,29}{69,25} \right) = 116,45 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{Grad}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(158,16 - \frac{6464,85}{228,7} - \frac{2303,18}{69,25} \right) = 96,65 \text{ KN/m}^2$$

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees :

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm}.$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

Cas de chargement trapézoïdal :

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{0,85^2}{6} \right) = 1,29 \text{ m}$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{0,85^2}{4} \right) = 1,08 \text{ m}$$

Cas de chargement triangulaire :

$$L_m = 0,333 L_x = 1,13 \text{ m}$$

$$L_t = 0,250 L_x = 0,85 \text{ m}$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

Sens X-X :

											Moment fléchissant				Effort tranchant		
Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum e_{um}$	Q _{sm}	$\sum e_{um}$	Q _{ut}	$\sum e_{ut}$	Q _{st}	$\sum e_{st}$
A - B	1	3,4	3,5	0,793	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84	263,69	109,43	218,85	98,98	197,97	82,15	164,31
	2	3,4	4	0,793	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84		109,43		98,98		82,15	
B - C	1	3,4	3,5	0,971	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84	263,69	109,43	218,85	98,98	197,97	82,15	164,31
	2	3,4	4	0,850	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84		109,43		98,98		82,15	
C - D	1	3,4	3,5	0,971	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84	263,69	109,43	218,85	98,98	197,97	82,15	164,31
	2	3,4	4	0,850	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84		109,43		98,98		82,15	
D - E	1	3,4	3,5	0,971	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84	263,69	109,43	218,85	98,98	197,97	82,15	164,31
	2	3,4	4	0,850	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84		109,43		98,98		82,15	
E - F	1	3,4	3,5	0,971	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84	263,69	109,43	218,85	98,98	197,97	82,15	164,31
	2	3,4	4	0,850	Triangulaire	1,13	0,85	116,45	96,65	131,84		109,43		98,98		82,15	

Sens Y-Y :

											Moment fléchissant				Effort tranchant		
Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum q_{u\text{eff}}$	Q _{sm}	$\sum q_{s\text{eff}}$	Q _{ut}	$\sum q_{ut}$	Q _{st}	$\sum q_{st}$
1-2	1	3,4	3,5	0,793	Trapézoïdal	1,34	1,17	116,45	96,65	156,47	312,94	129,86	259,73	135,72	271,44	112,64	225,29
	2	3,4	3,5	0,793	Trapézoïdal	1,34	1,17	116,45	96,65	156,47		129,86		135,72		112,64	
2-3	1	3,4	4	0,850	Trapézoïdal	1,29	1,09	116,45	96,65	150,29	300,58	124,73	249,47	126,45	252,90	104,95	209,90
	2	3,4	4	0,850	Trapézoïdal	1,29	1,09	116,45	96,65	150,29		124,73		126,45		104,95	
3-4	1	3,4	3,5	0,971	Trapézoïdal	1,17	0,90	116,45	96,65	135,69	271,39	112,62	225,24	104,56	209,12	86,78	173,56
	2	3,4	3,5	0,971	Trapézoïdal	1,17	0,90	116,45	96,65	135,69		112,62		104,56		86,78	

a) Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivant :

- Sens longitudinale « X-X » : (fils 2)

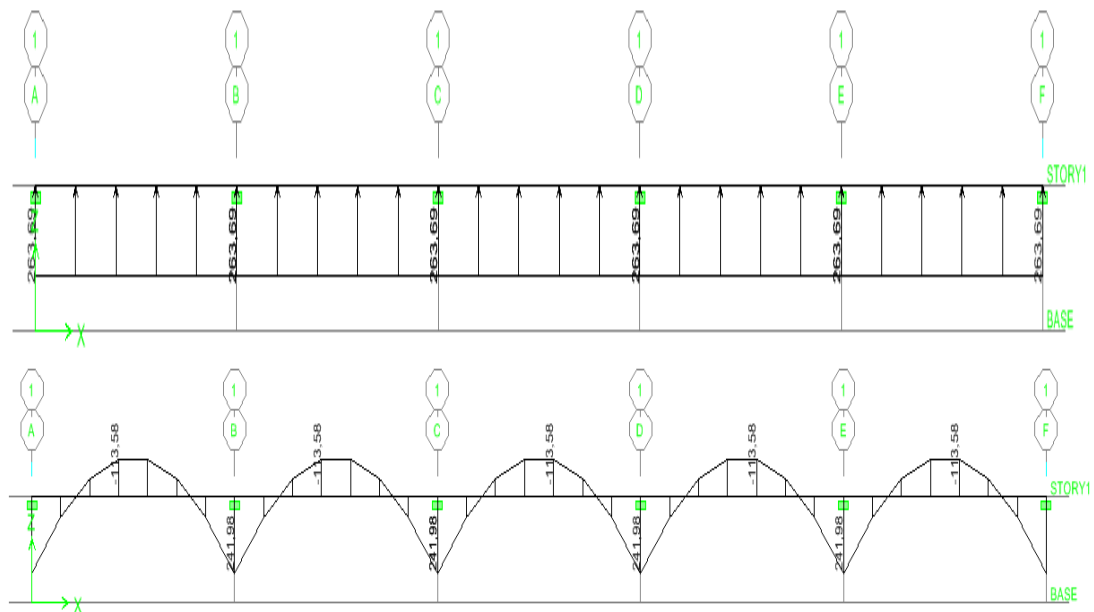


Figure VI. 4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x

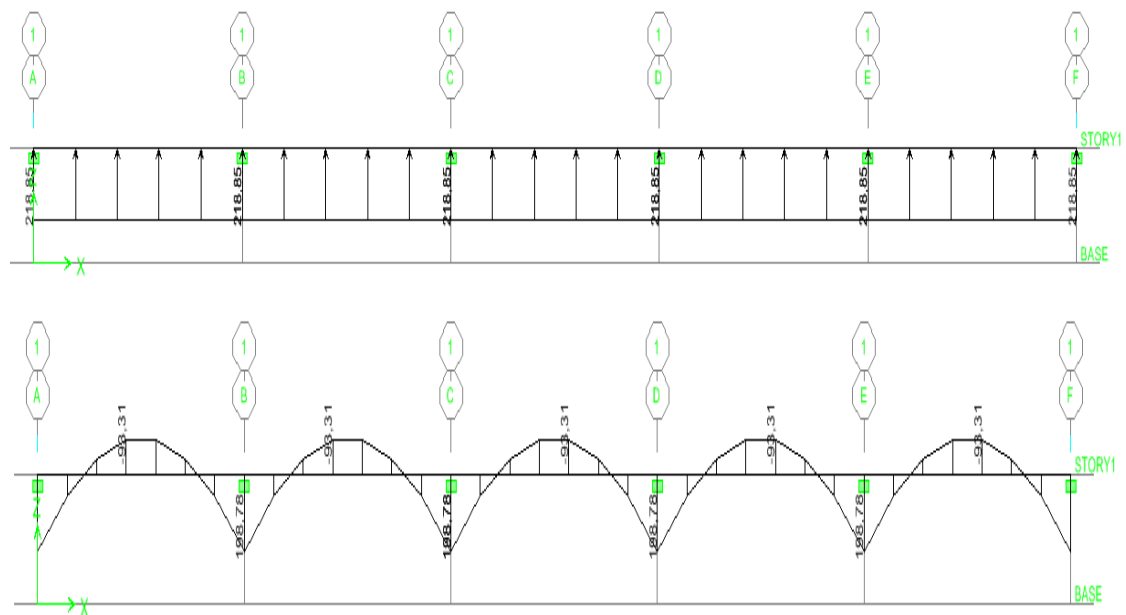


Figure VI. 5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x

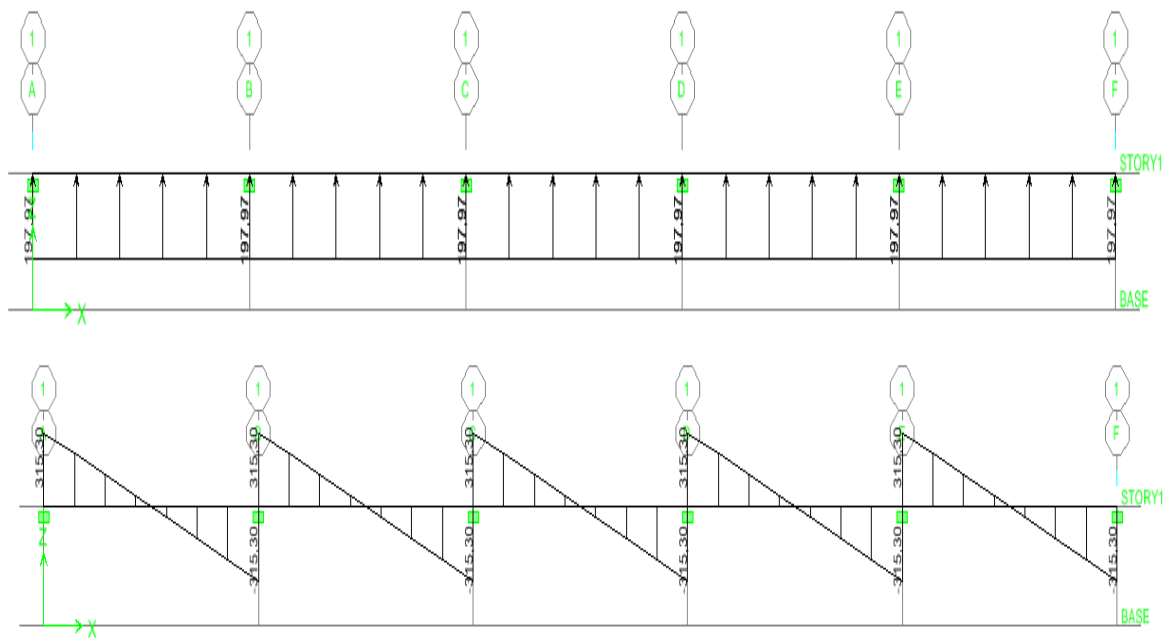


Figure VI. 6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » : (fils B)

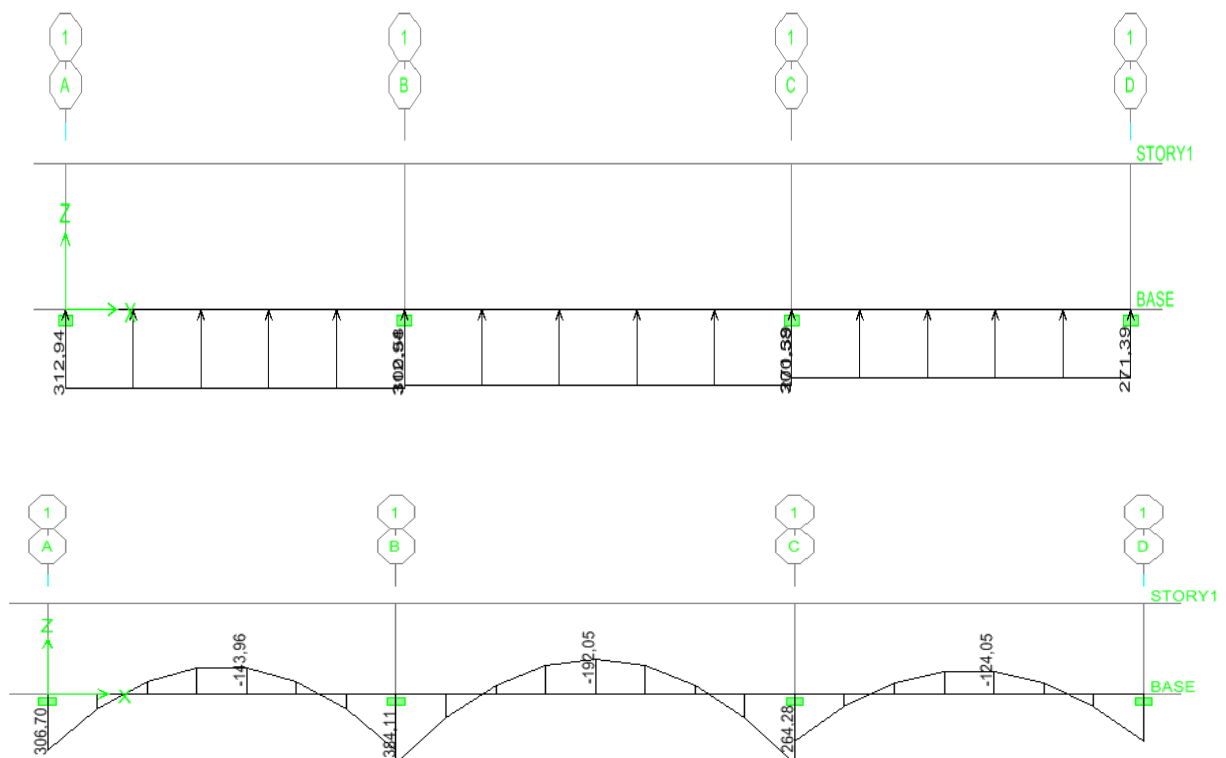


Figure VI. 7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y

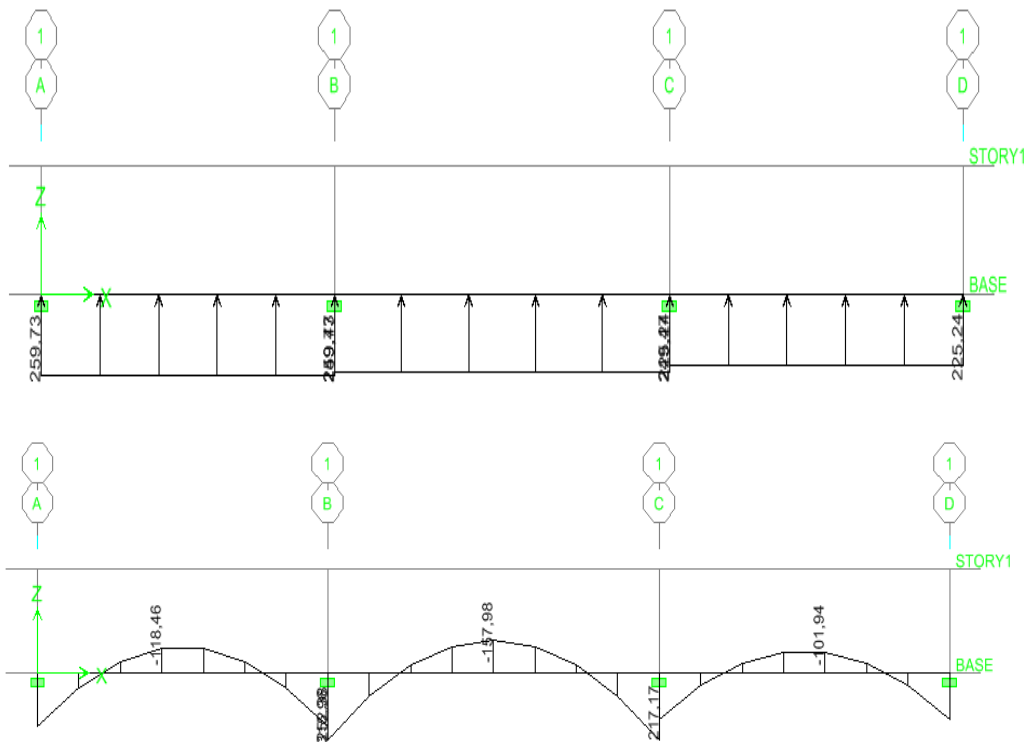


Figure VI. 8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y

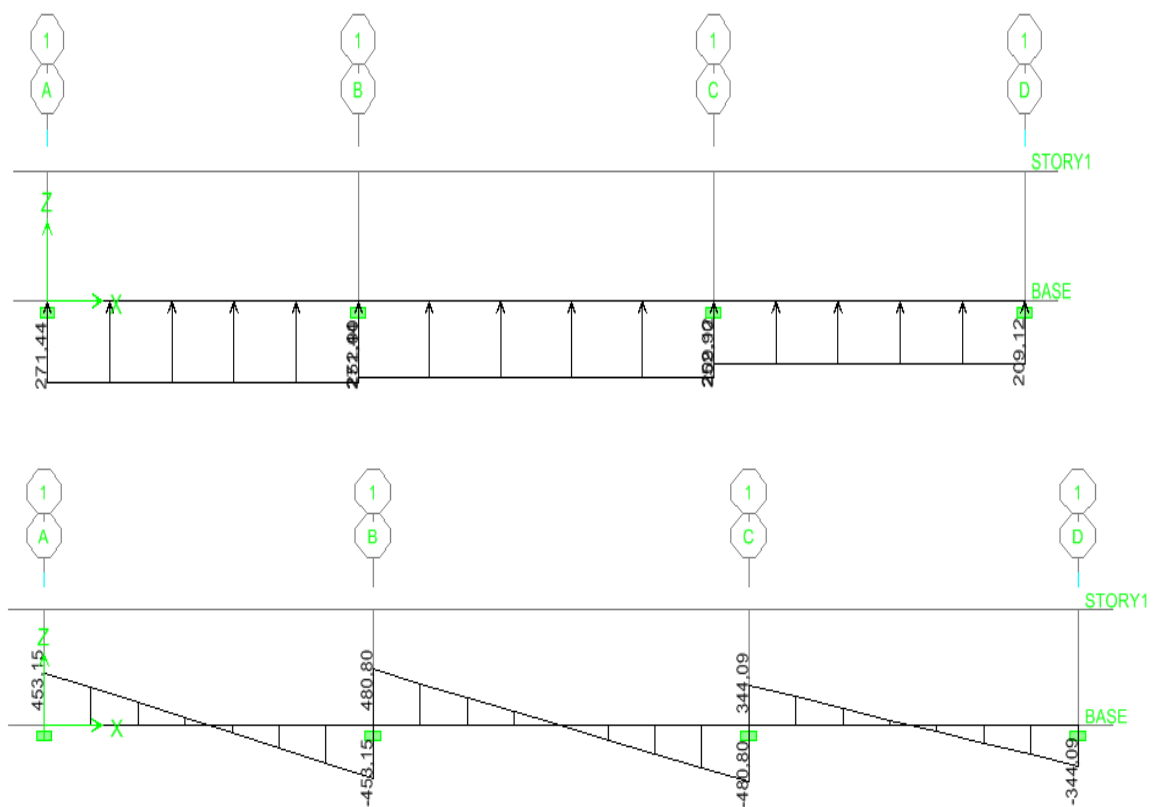


Figure VI. 9 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a = 241,98$	$M_a = 93,31$	$M_a = 384,11$	$M_a = 315,96$
$M_t = 113,58$	$M_t = 198,78$	$M_t = 192,05$	$M_t = 157,98$
$T_{\max} = 315,30$		$T_{\max} = 480,80$	

VI.5.2 Calcul du ferrailage de la nervure :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

On a : $b=50\text{cm}$ $d=97,5\text{cm}$ $f_{bc}=14,2\text{MPa}$ $\sigma_s=348\text{ MPa}$

		M(KN.m)		OBS		$A_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A_d(\text{cm}^2)$
X-X	Appuis	241,98	0,036	SSA	0,982	7,26	4HA14(Fil)+4HA12(CHAP)	10,67
	Travée	113,58	0,016	SSA	0,992	3,37	4HA12	4,52
Y-Y	Appuis	384,11	0,056	SSA	0,971	11,65	4HA16(Fil)+4HA12(CHAP)	12,3
	Travée	192,05	0,028	SSA	0,986	5,74	4HA14	6,15

Tableau VI. 4 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.

➤ Armatures transversales :

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8\text{mm}$	
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\min} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1,2 \right\}$ $S_t \leq \min \{ 25 \text{ cm}; 14,4 \text{ cm} \}$ $S_t = 10 \text{ cm}$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ $S_t = 15\text{cm}$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)		$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 50$ $A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t = 4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2 \quad (\text{un cadre et un étrier}).$

Tableau VI. 5 : Armature transversal.

➤ Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour : 4HA12= 4,52cm²

VII.5.2.1 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$A_{\min}$	$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{\min} = 0.23 \times 50 \times 97,5 \times \frac{2,10}{400}$ $A_{\min} = 5,88 \text{ cm}^2$
A_{adop}	$A_{\text{adop}} > A_{\min} = 5,88 \text{ cm}^2$

Tableau VI. 6 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 315,30 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{315,30 \times 10^3}{500 \times 1000} = 0,63 \text{ MPa}$
$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée	
Sens transversale : $T_u^{\max} = 480,80 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{480,80 \times 10^3}{500 \times 1000} = 0,96 \text{ MPa}$
$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VI. 7 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

VII.5.2.2: Vérification à l'ELS :

✓ Dans les aciers :

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

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}, \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}, \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ Dans le béton :

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

Avec :

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

Sens	Zone	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{KN} \cdot \text{m})$	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	0BS
X-X	Appui	10,67	93,31	0,219	0,925	51,67	96,966	348	1,88	15	CV
	Travée	6,15	198,78	0,126	0,941	69,75	352,29	348	5,05	15	CV
Y-Y	Appui	12,3	315,96	0,252	0,92	47,5	286,37	348	6,03	15	CV
	Travée	6,15	157,98	0,126	0,941	69,75	279,98	348	4,01	15	CV

Tableau VI. 8 : Vérification à l'ELS.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, et d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle.

Ce travail nous a aidés à découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien(RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ; ainsi que l'utilisation des logiciels comme : ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont d'abord permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, ensuite de nous documenter et à apprendre de nouvelles méthodes , cela nous a aidé à approfondir d'avantage nos connaissances.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.4.6) : règles de conception et de calcul des structures en bois.
- Eurocodes 5 (règles de calcul et de conception des charpentes en bois).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

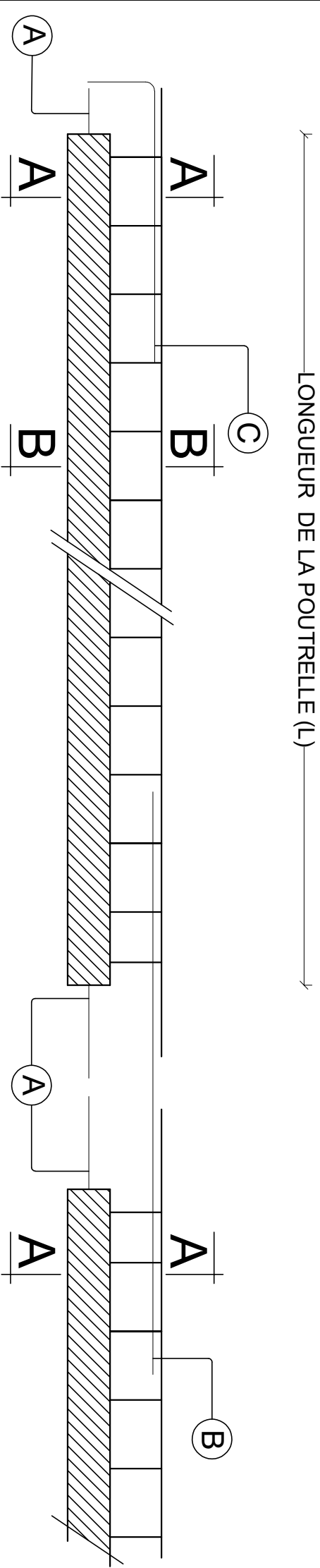
Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.1.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2014.

Ouvrage :

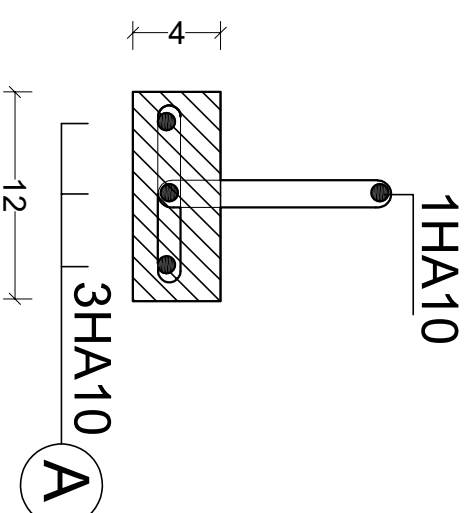
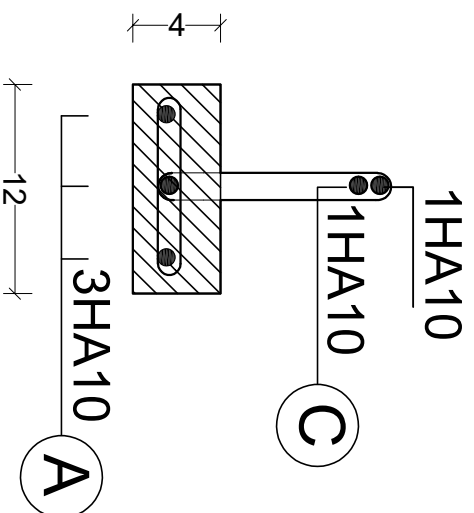
- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires
- Abaques du Béton Armé.

Ferrailage des poutrelles

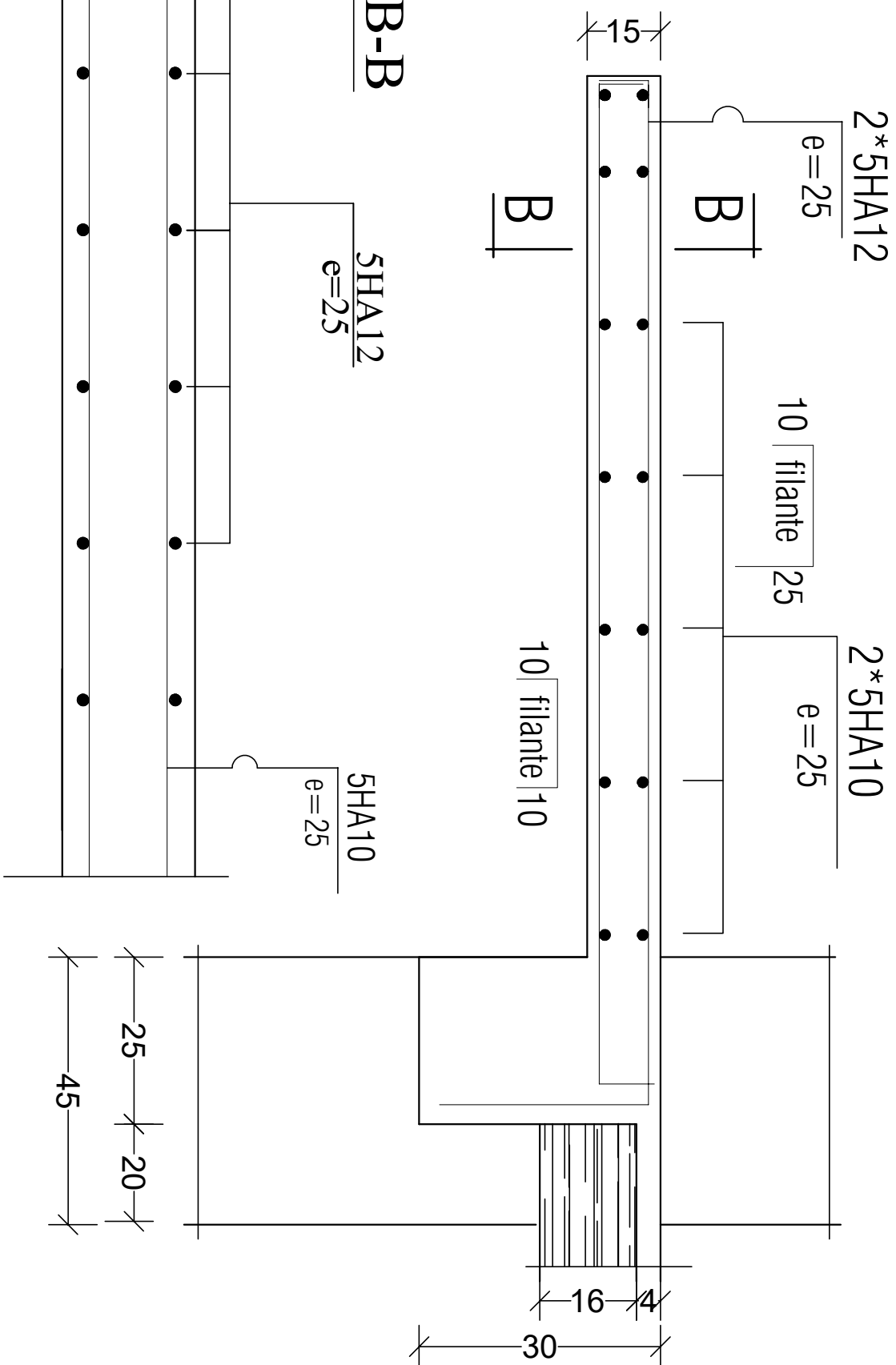


Coupe:A-A

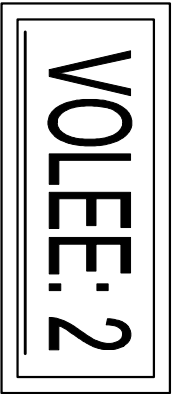
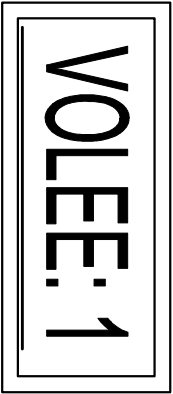
Coupe:B-B

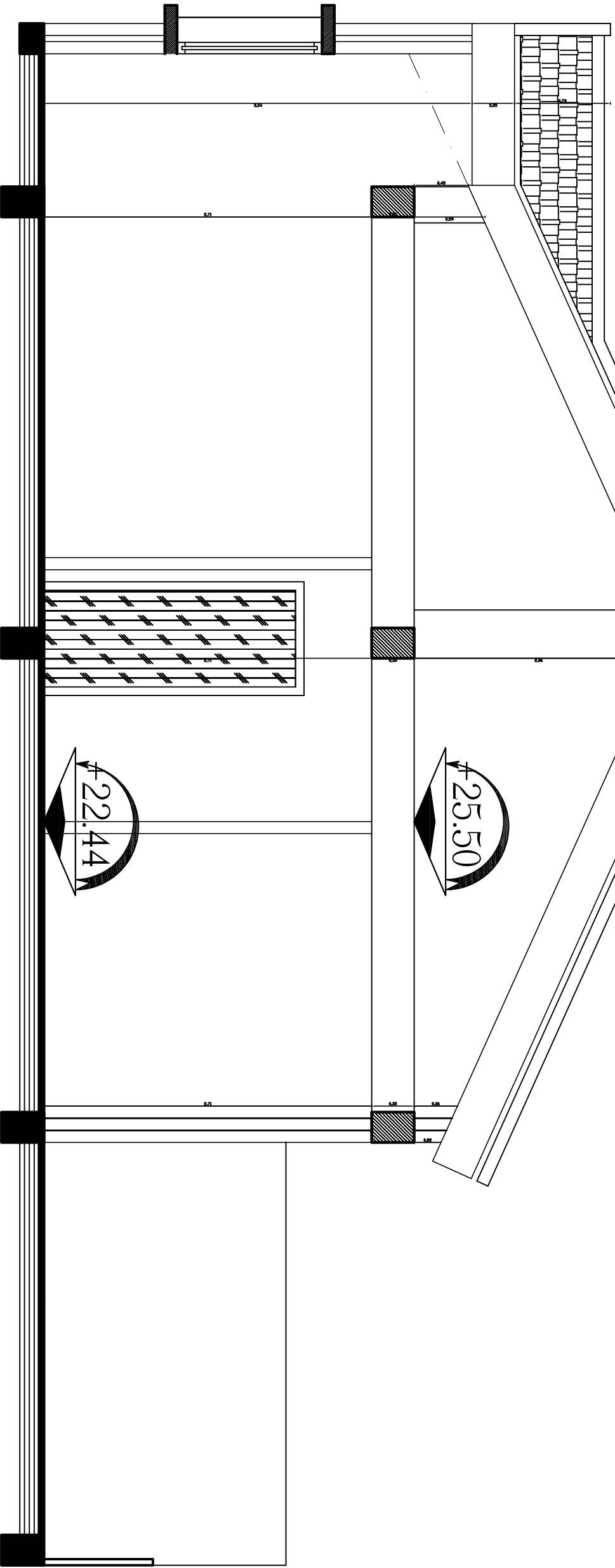
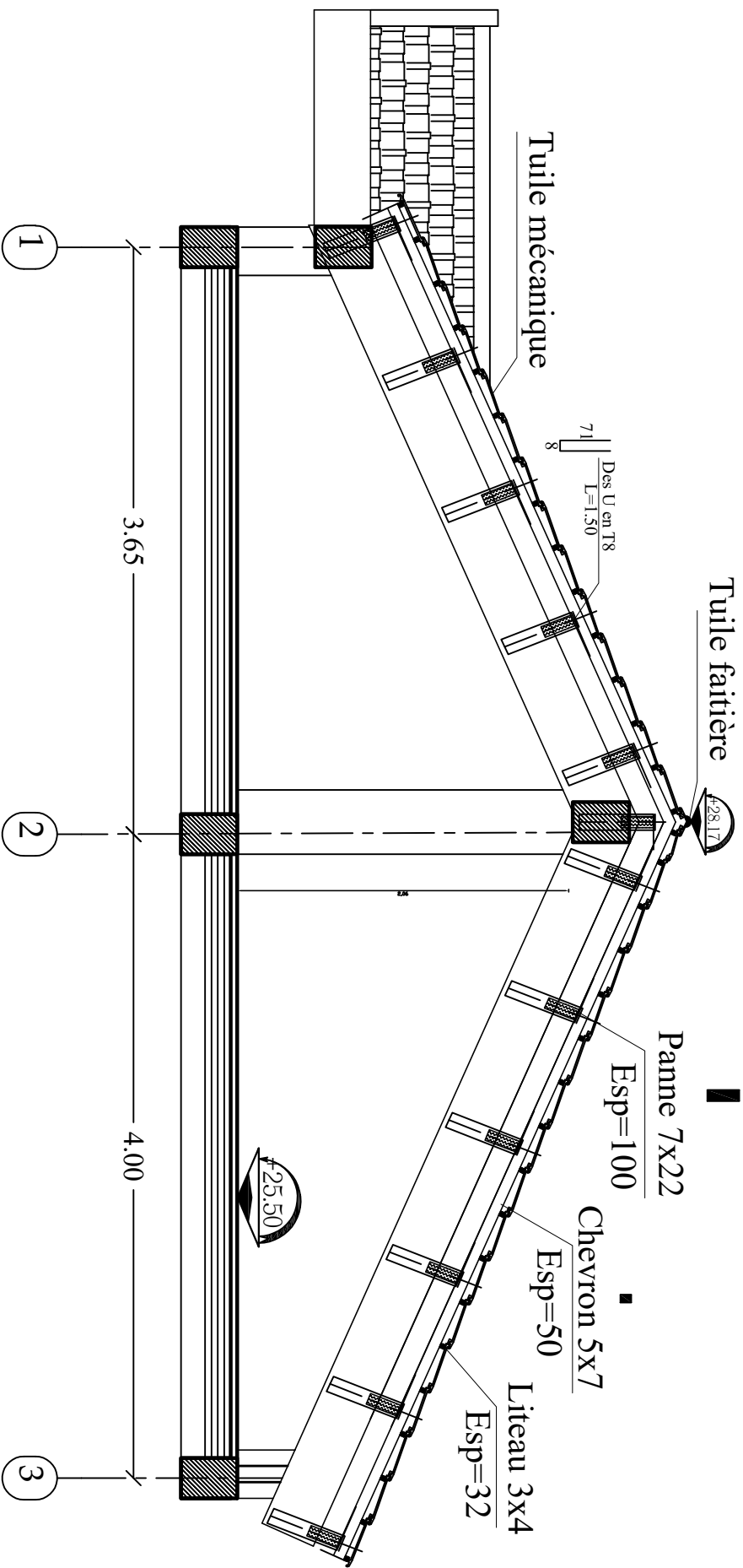
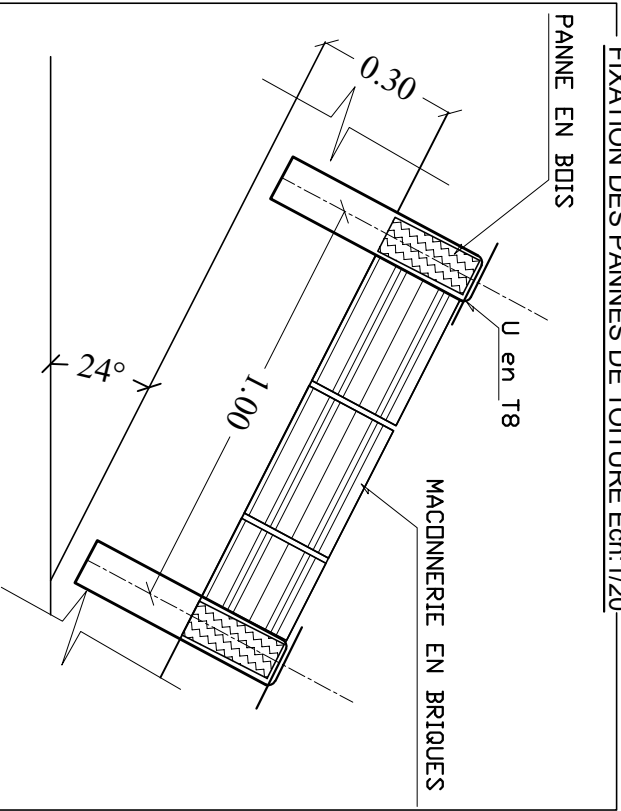


Ferrailage des balcons

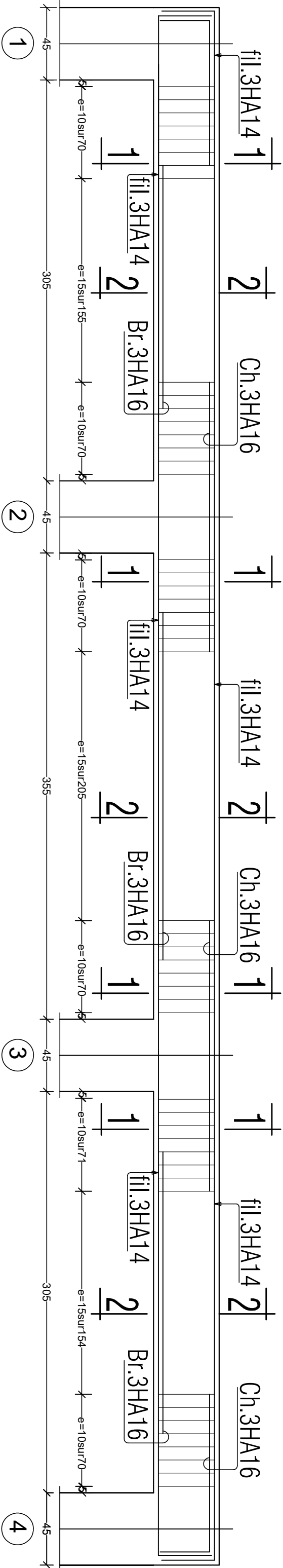


Ferrailage des escaliers

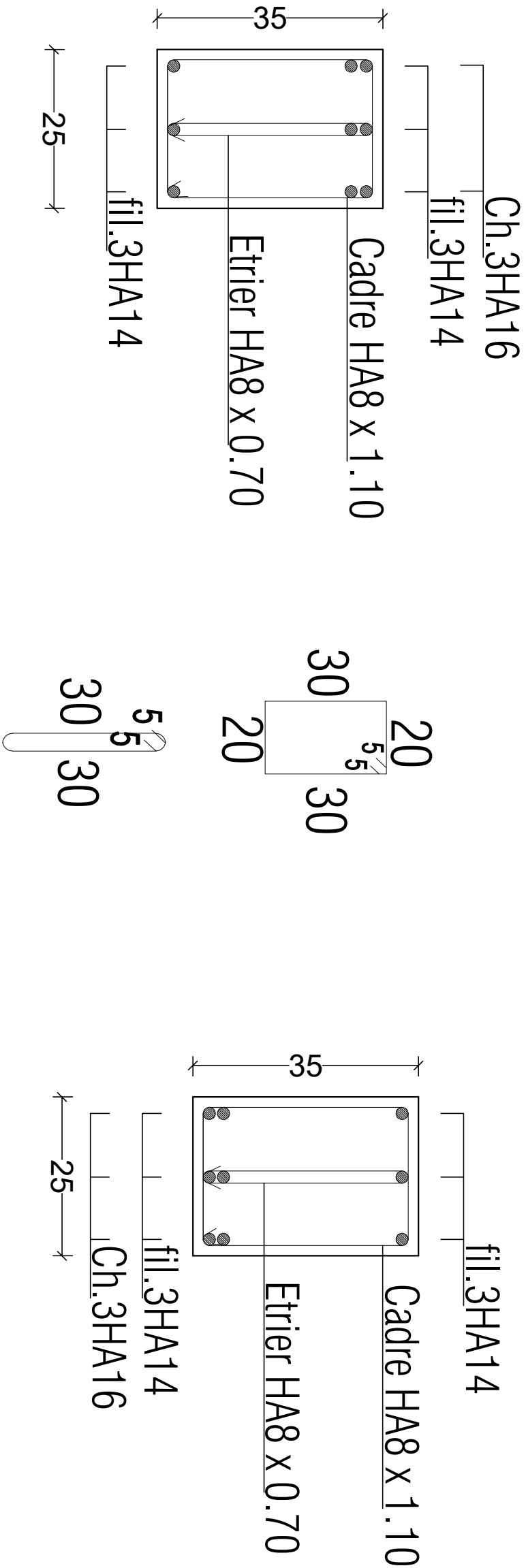




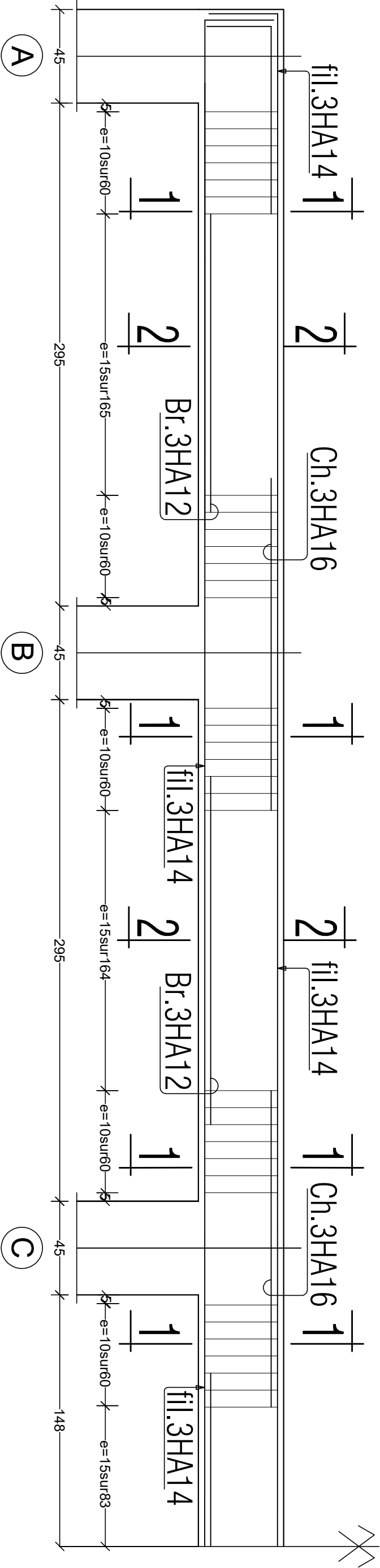
POUTRES PRINCIPALES(25*35)



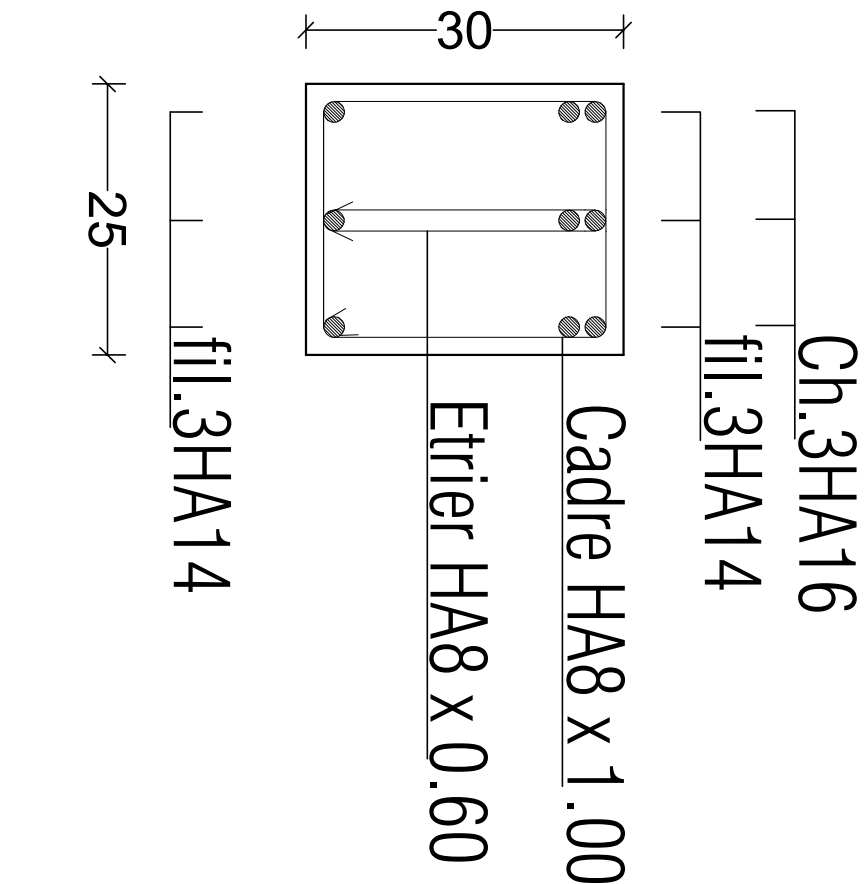
COUPE 1-1



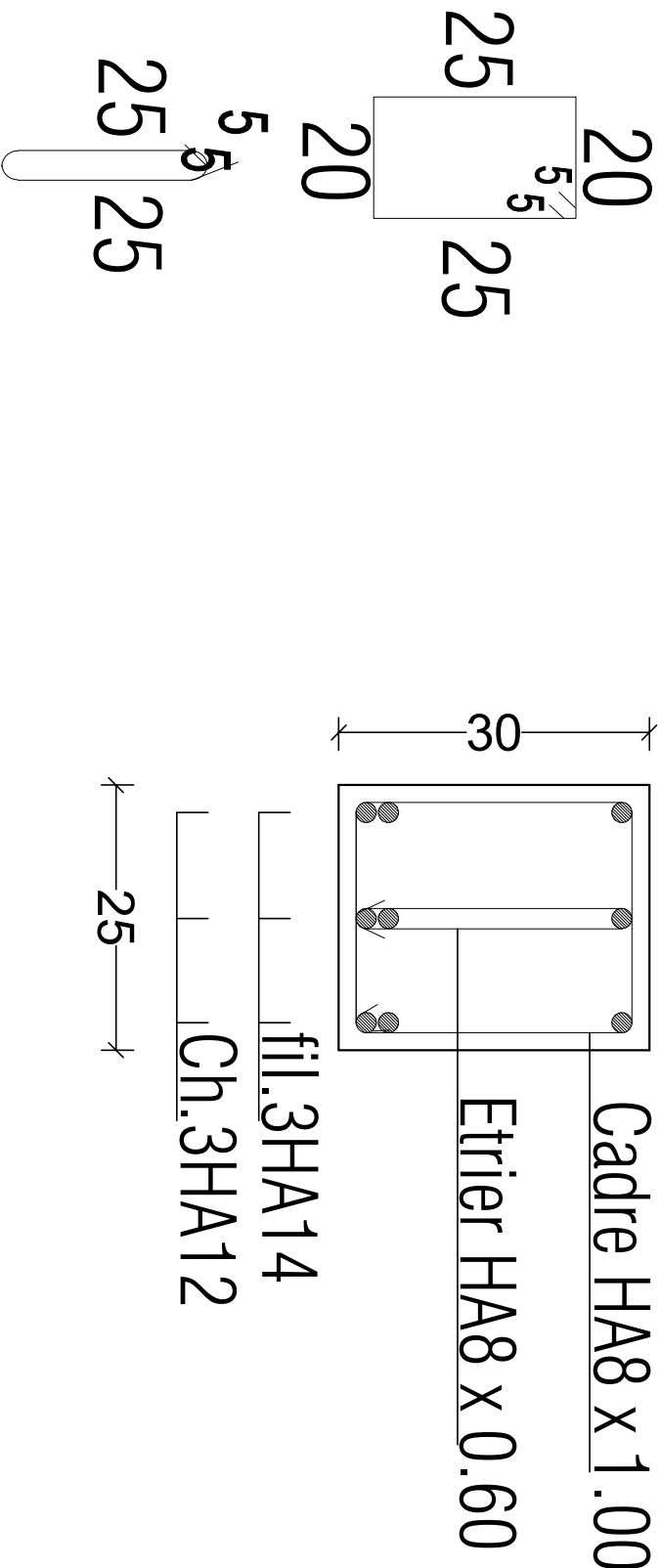
POUTRES SECONDAIRES(25*30)

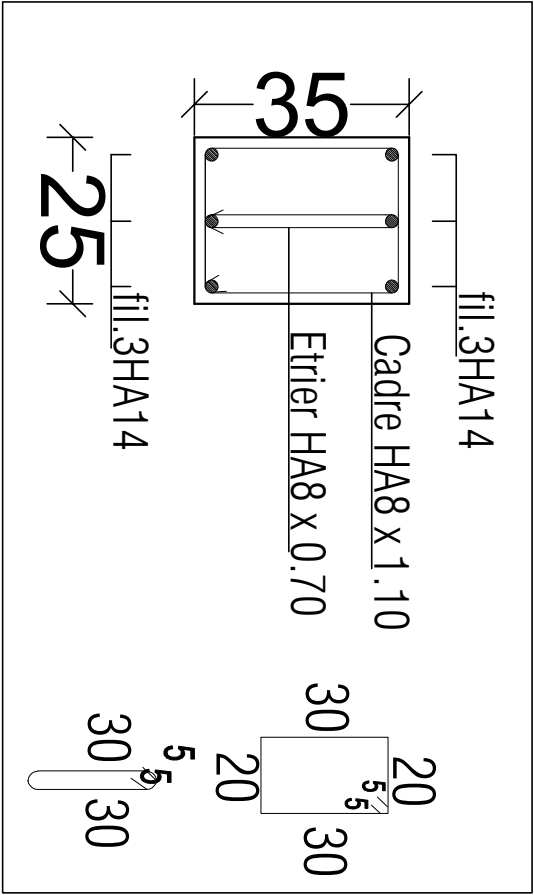
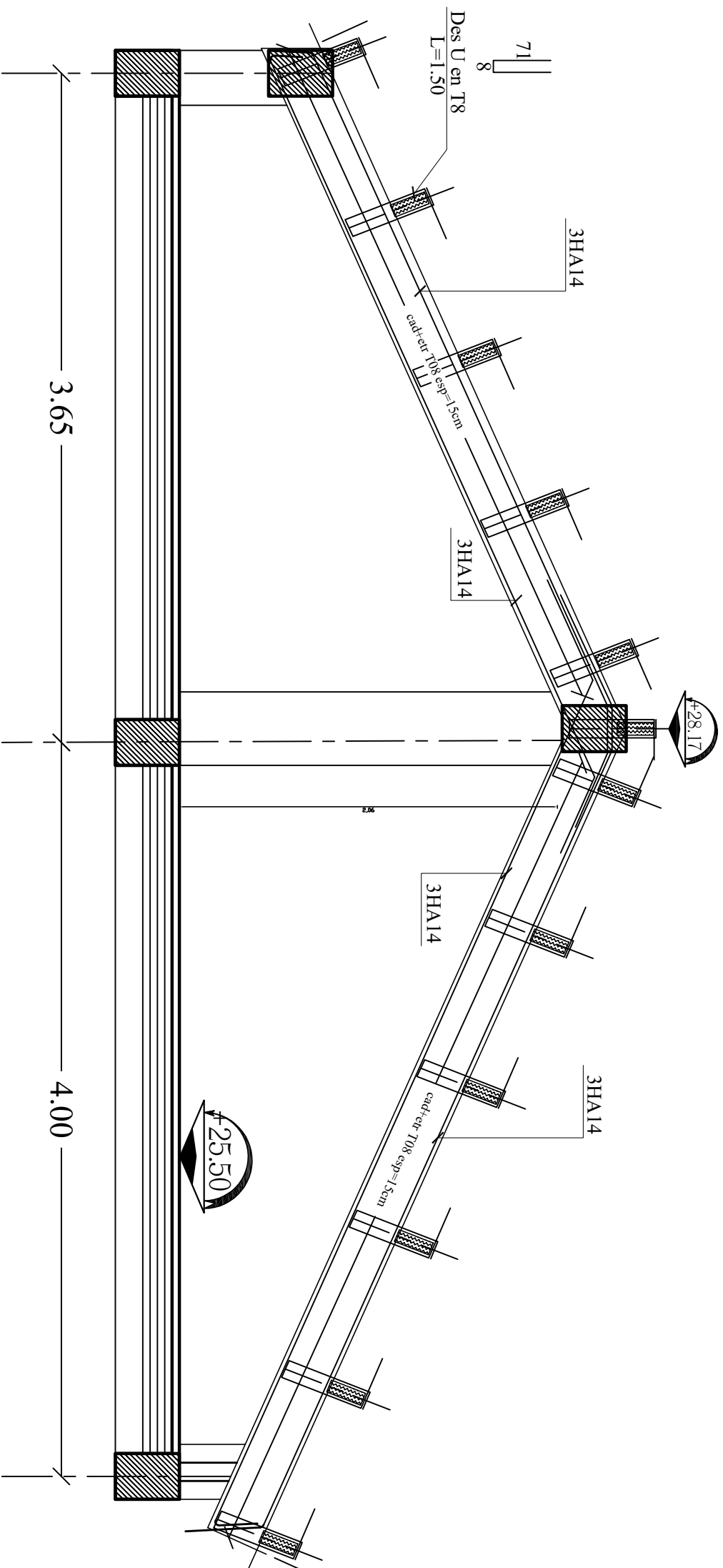


COUPE 1-1

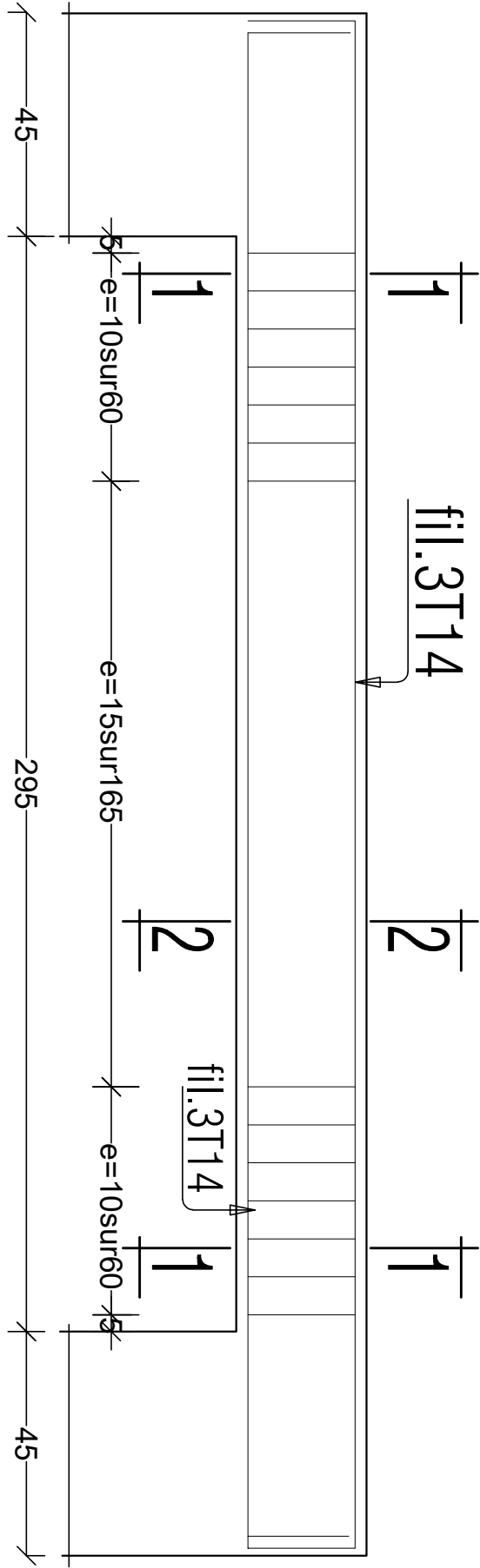


COUPE 2-2

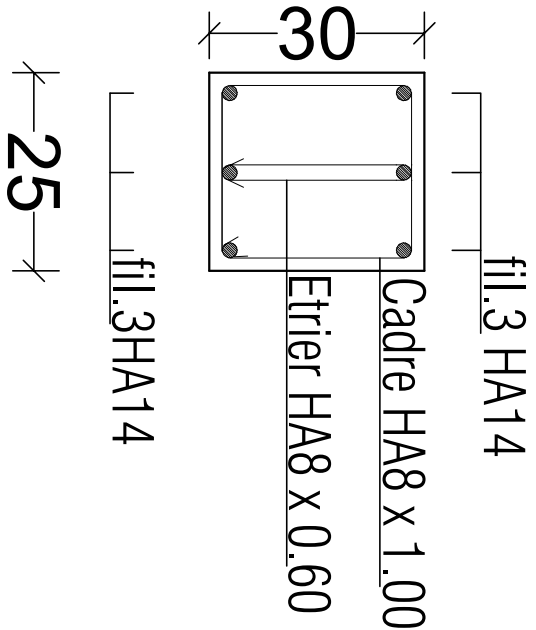




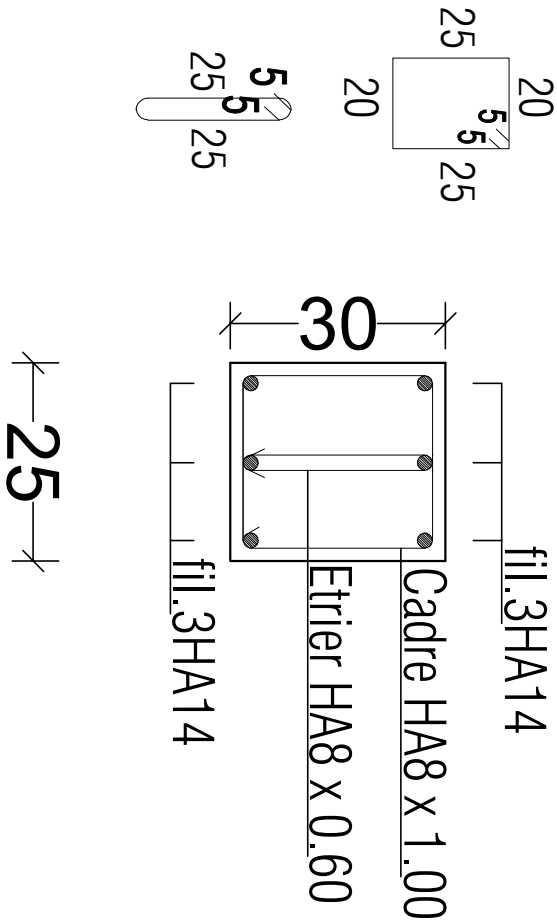
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X30)



COUPE 1-1

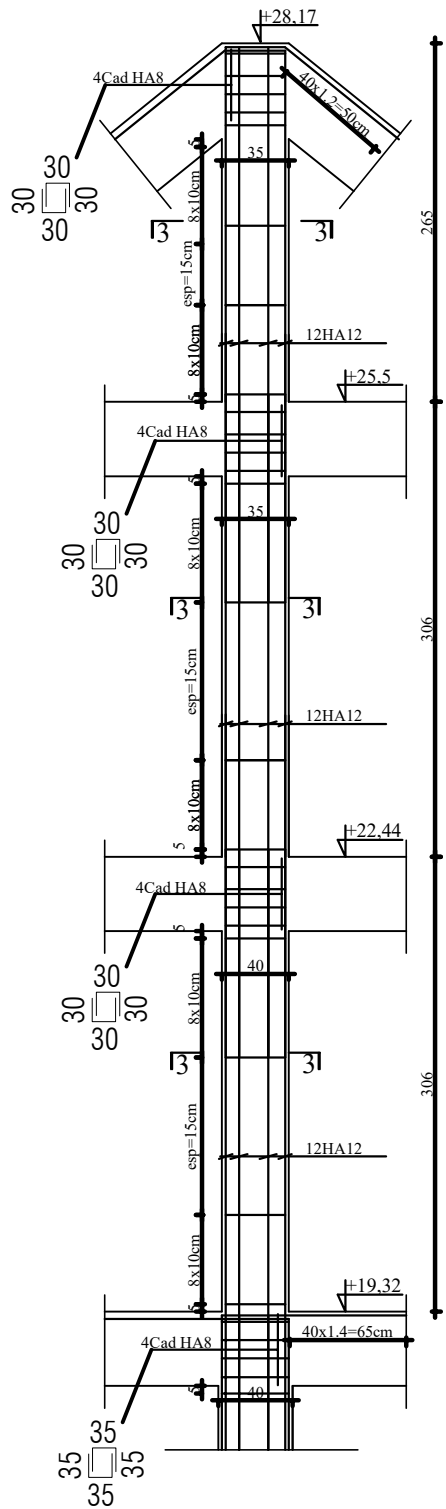


COUPE 2-2

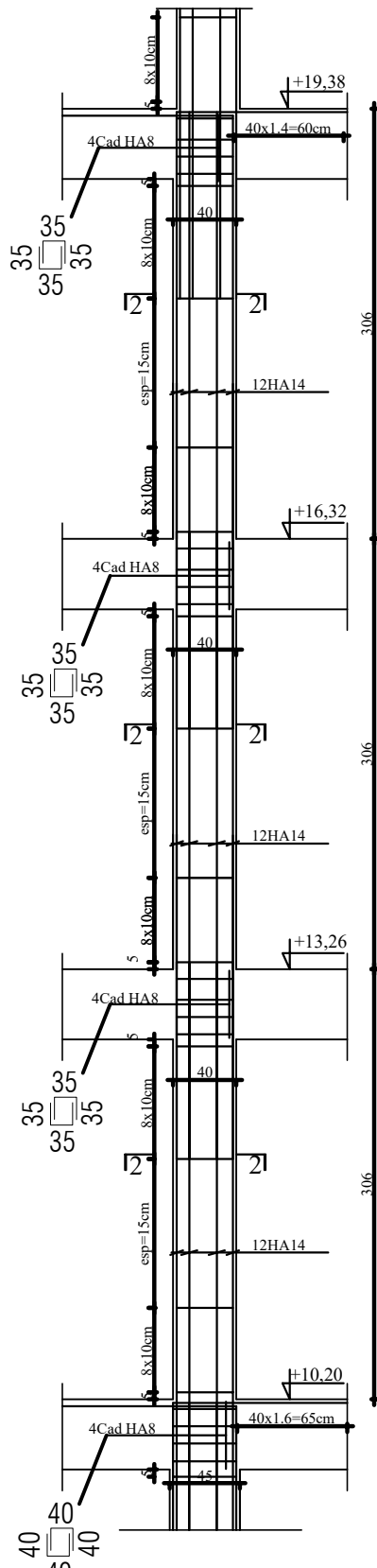


-POTEAUX-

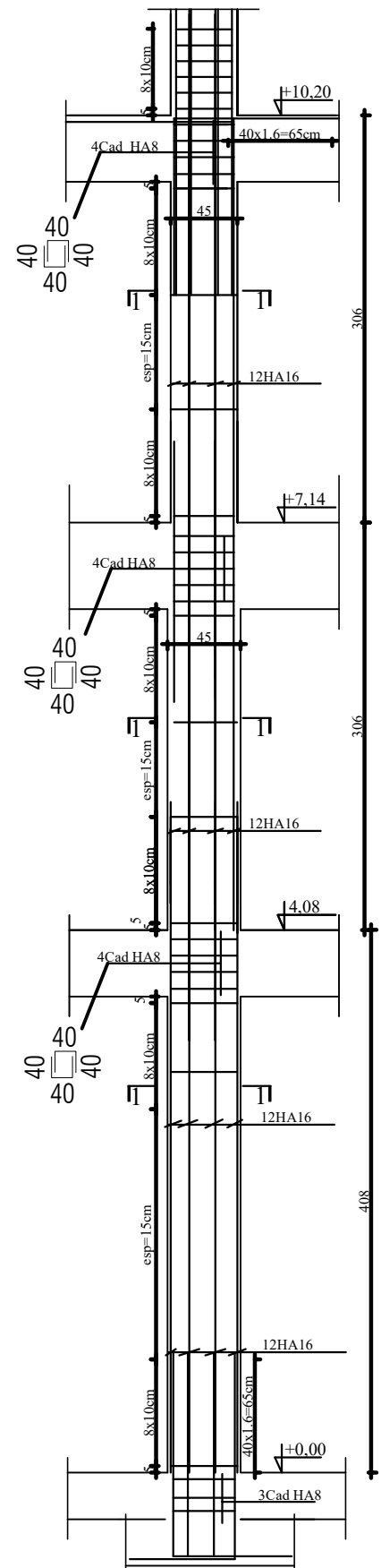
POTEAU 35*35



POTEAU 40*40

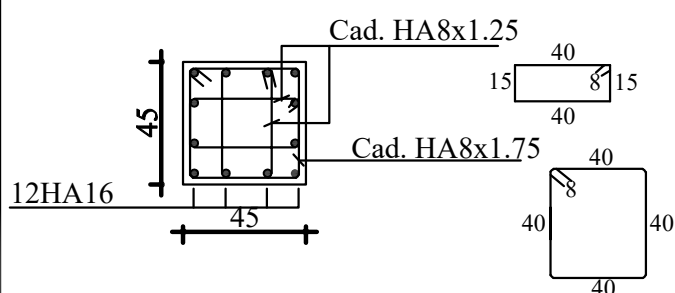


POTEAU 45*45



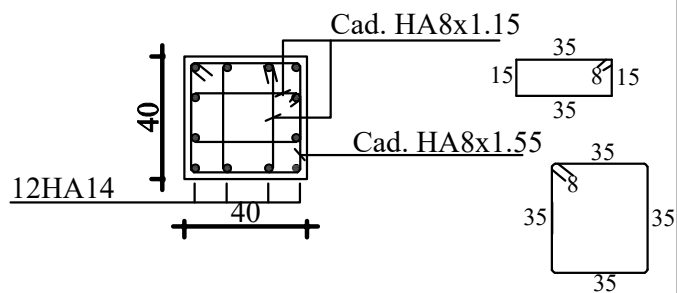
COUPE 1-1

1--1



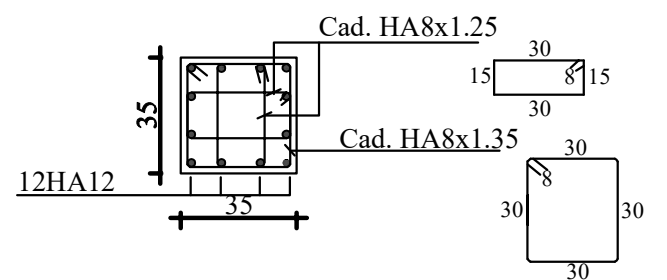
COUPE 2-2

2--2



COUPE 3-3

3--3



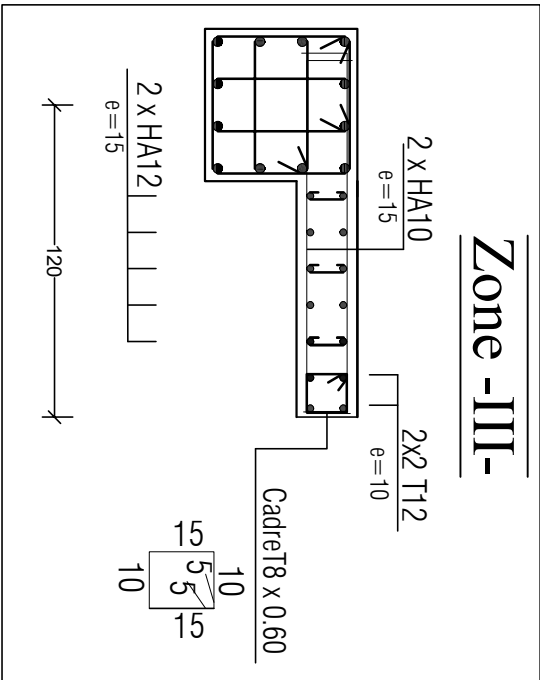
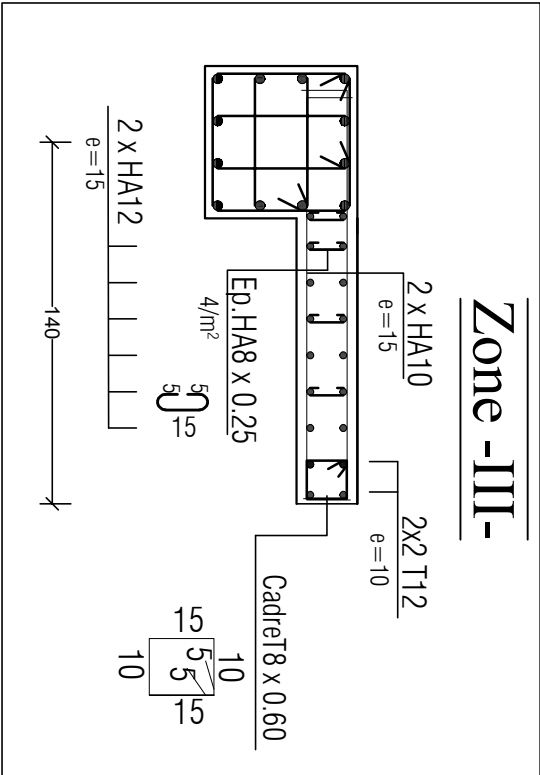
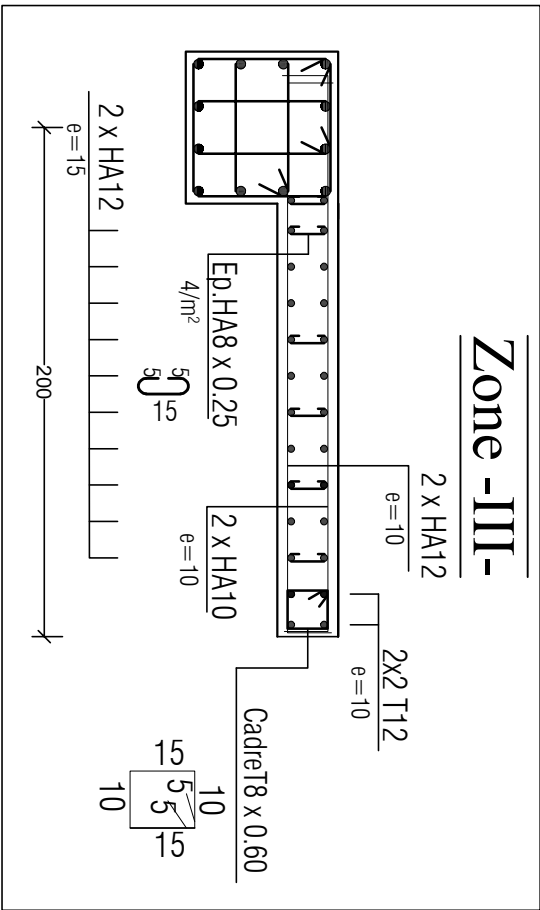
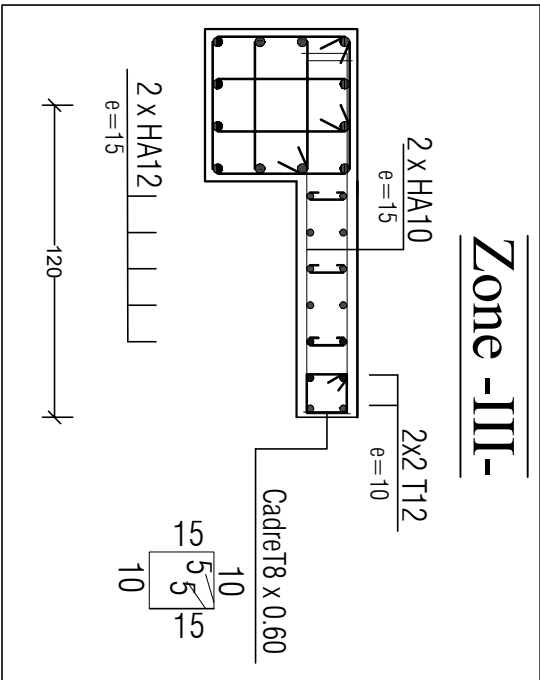
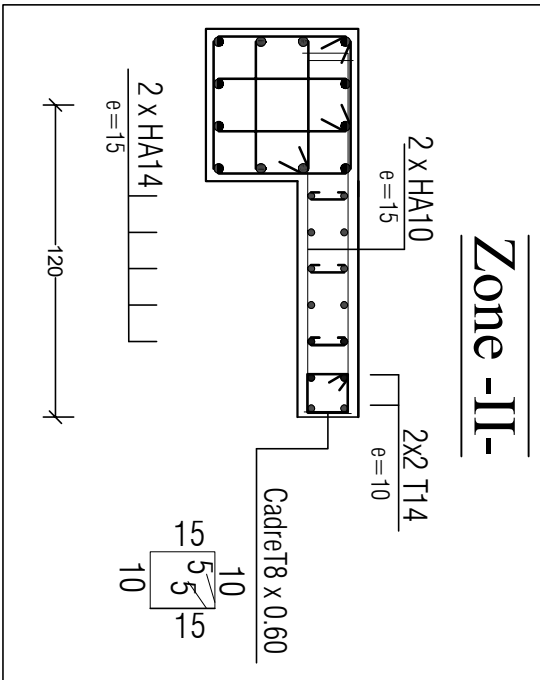
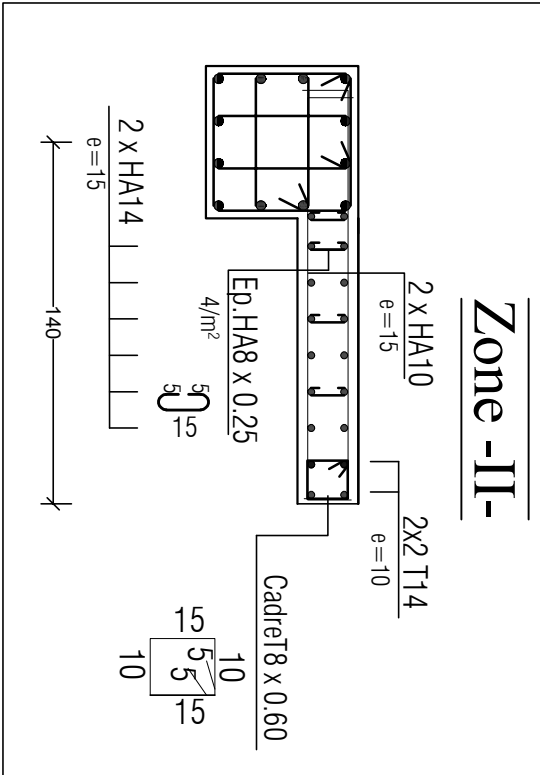
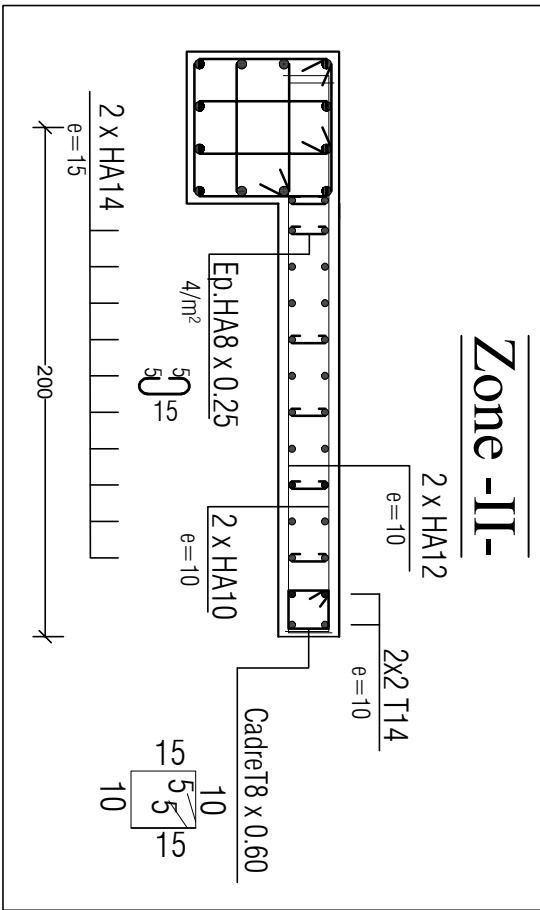
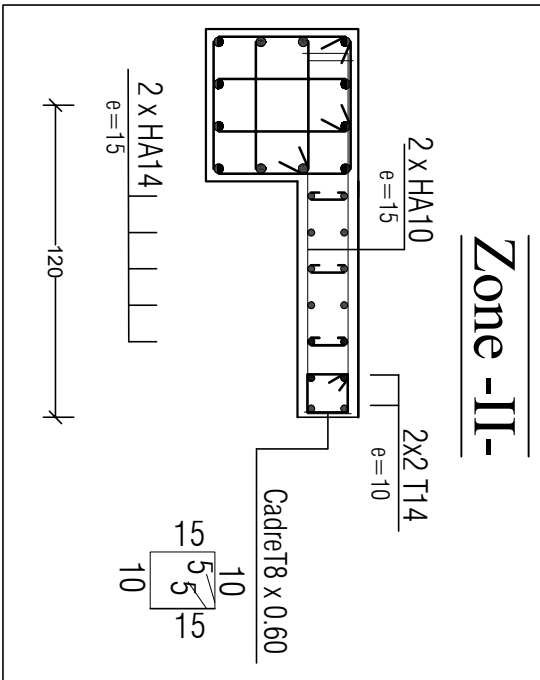
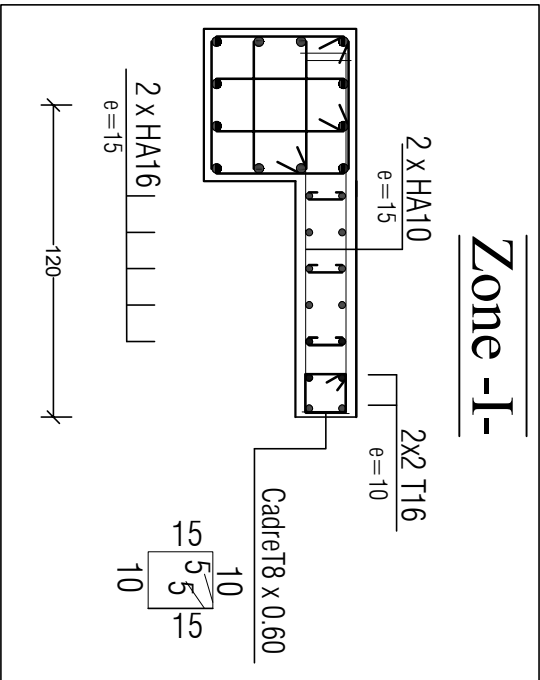
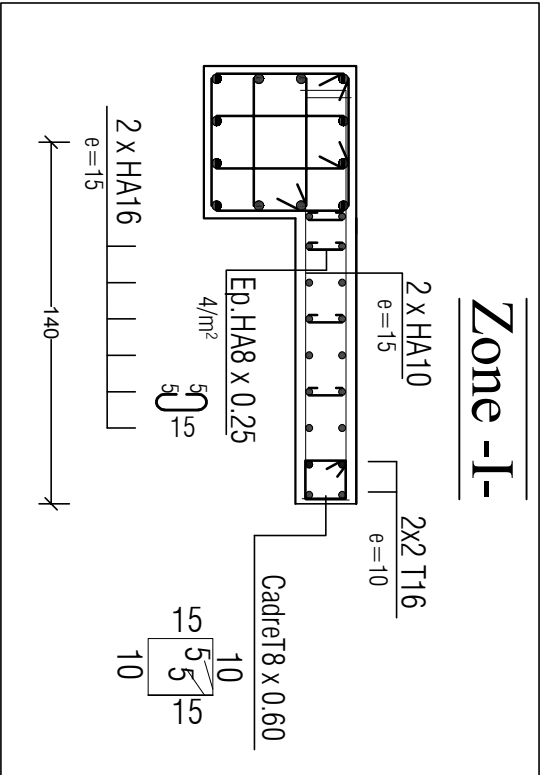
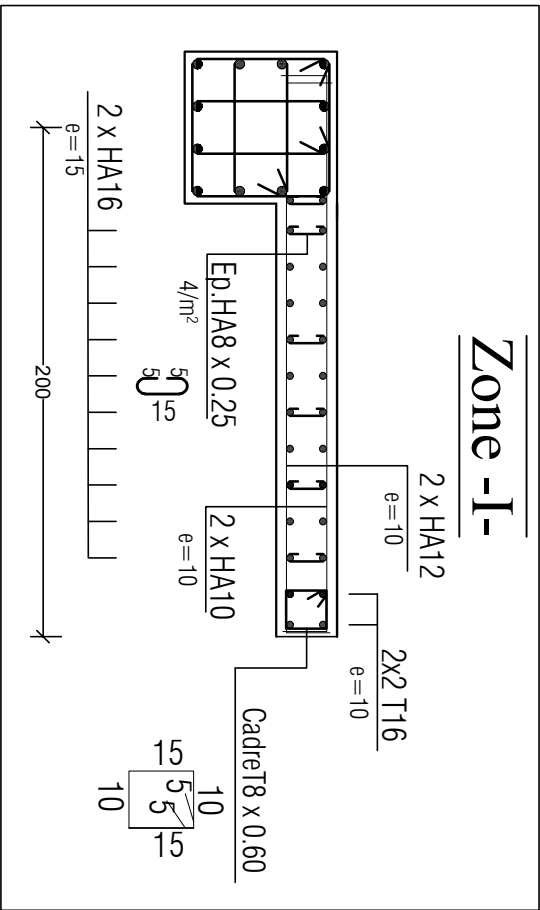
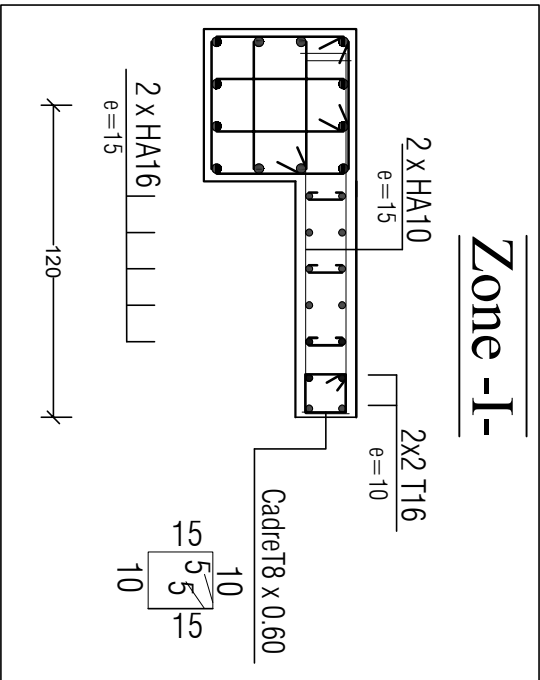
VOILES.

$$\overline{VT1=1,20\text{ m}}$$

VT2=2,00 m

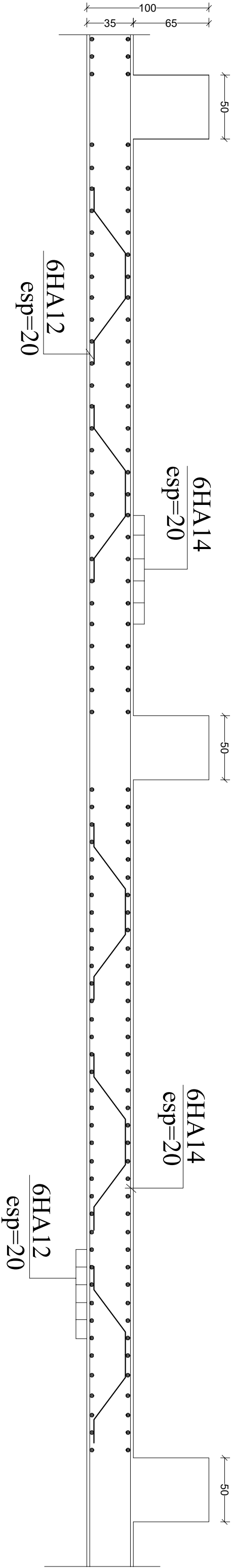
VL1=1,40 m

VL2=1,20 m

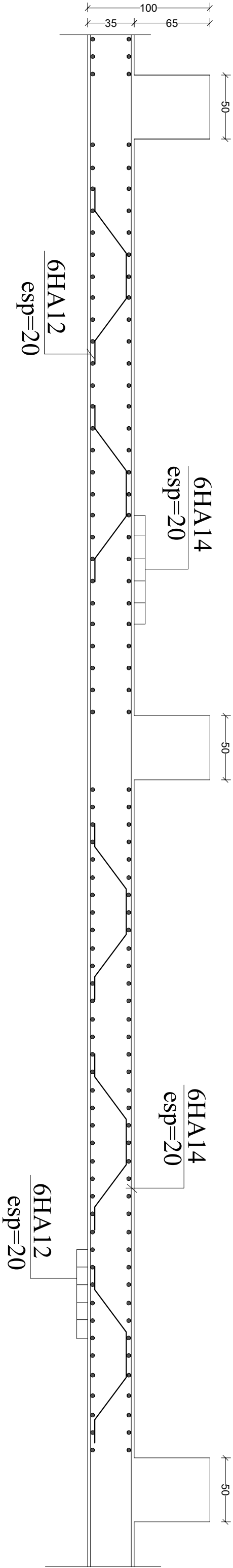


COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X

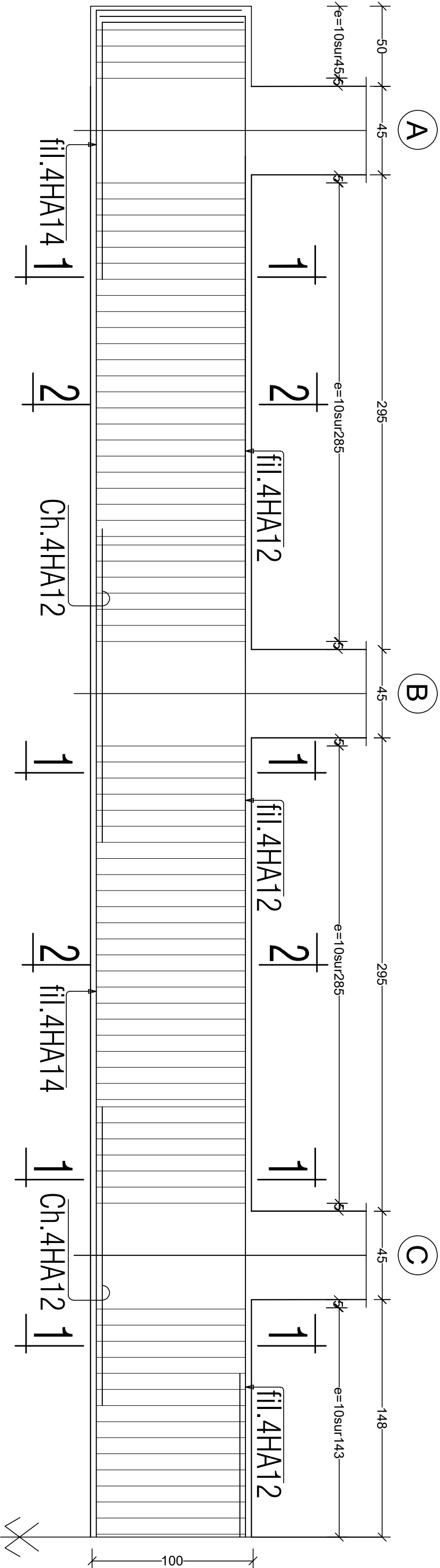


sens Y-Y



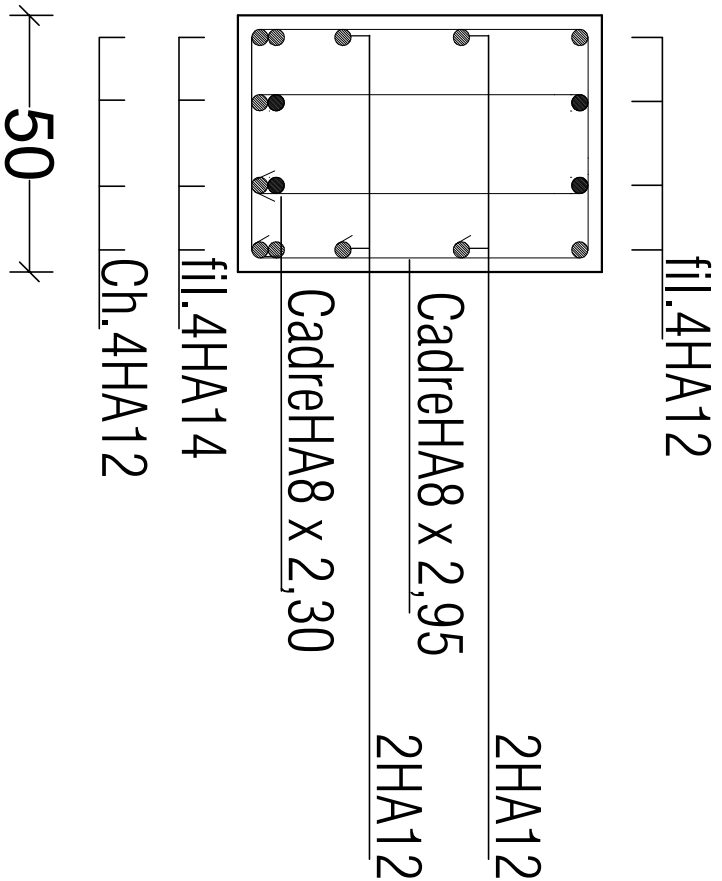
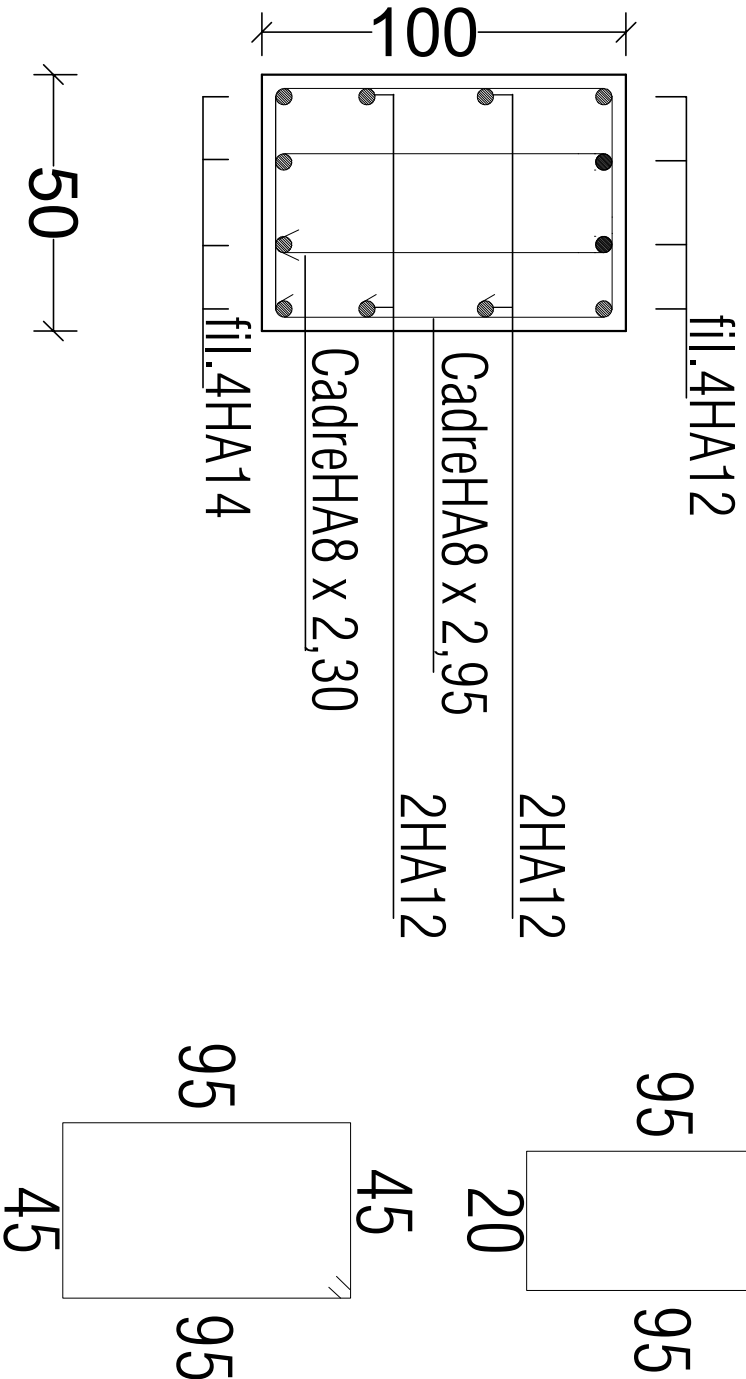
Nervure longitudinale (50*100).

nervure longitudinale.:(50x100);fil: *1**2**3**4* .



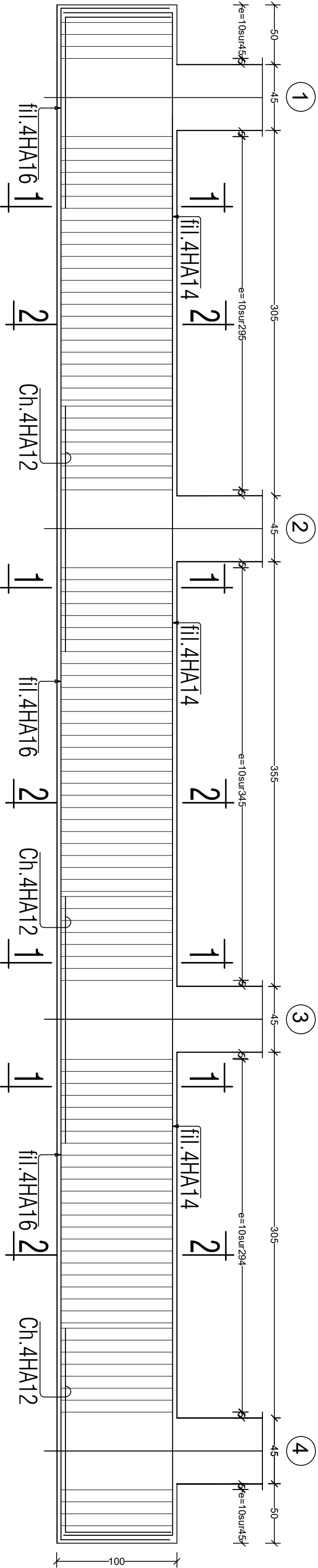
COUPE 1-1

COUPE 2-2

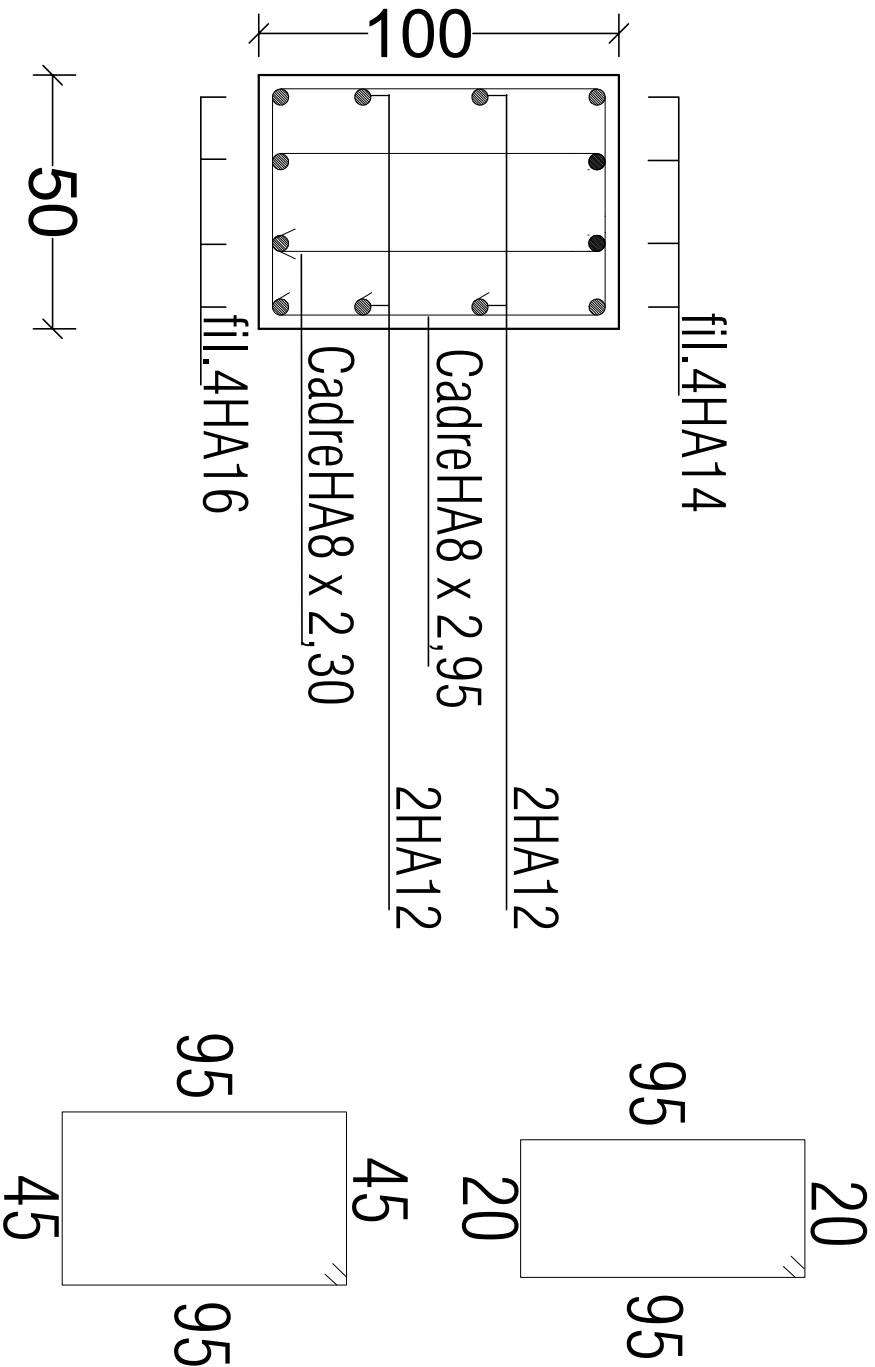


Nervure transversale (50*100).

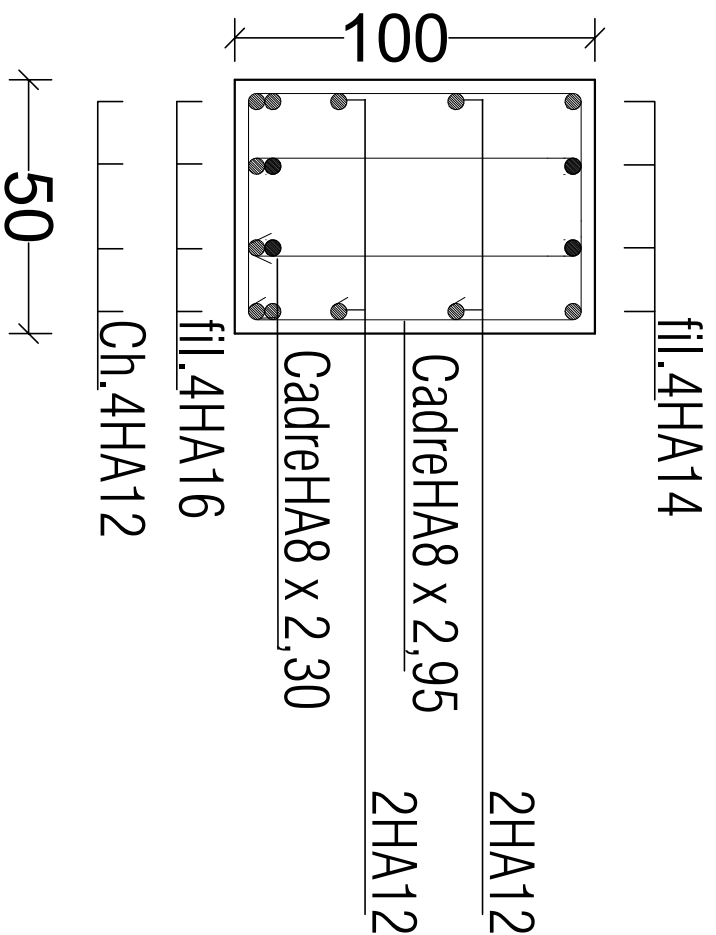
Nervure transversale .:(50x100);fil: *A**B**C**D**F* .



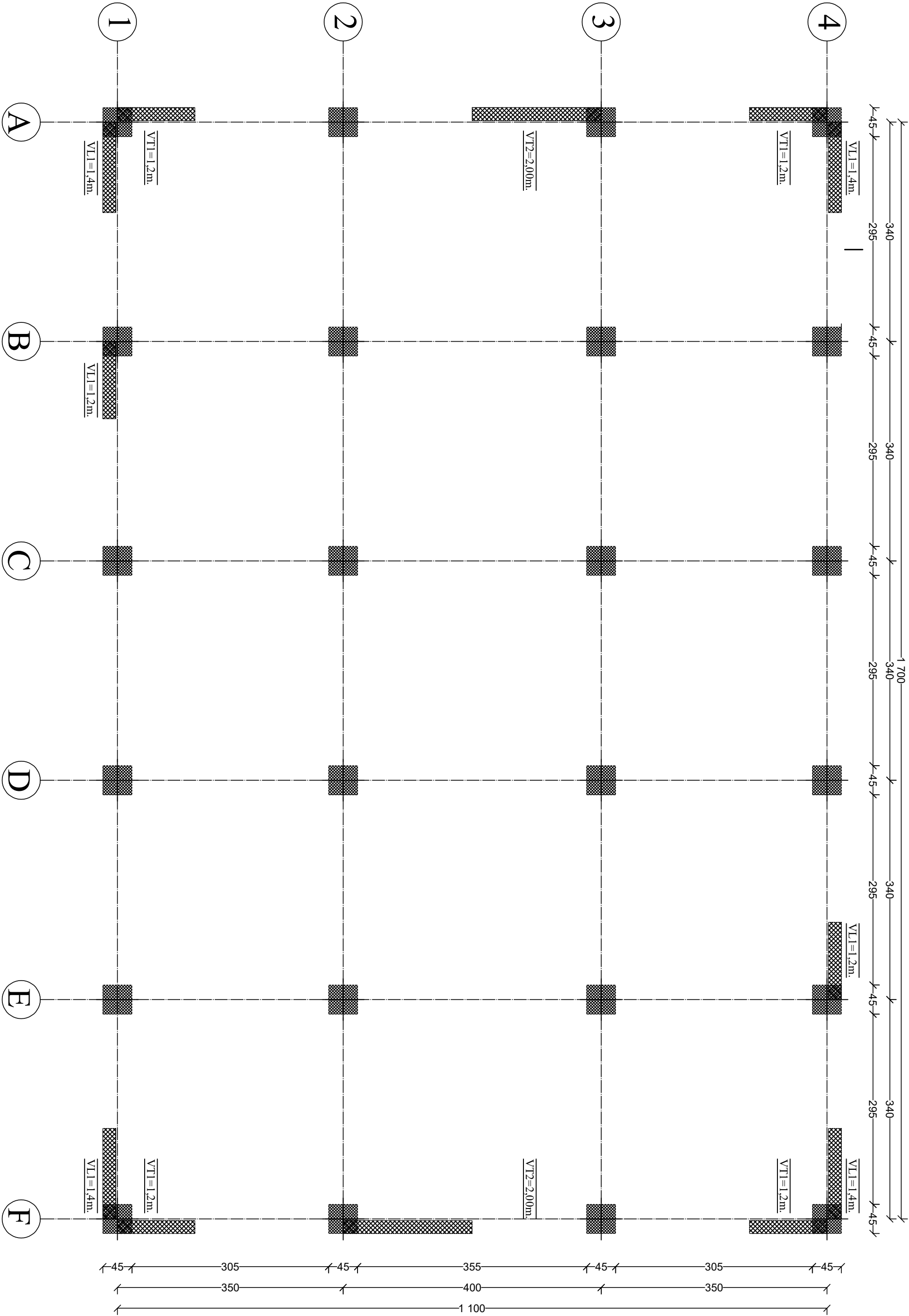
COUPE 1-1



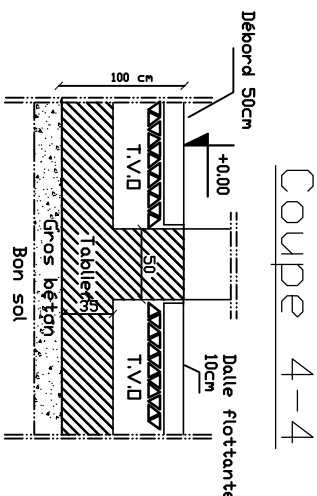
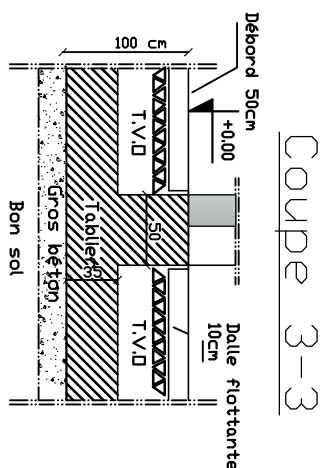
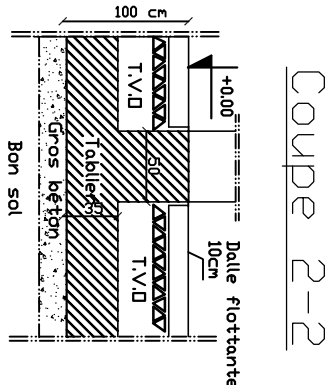
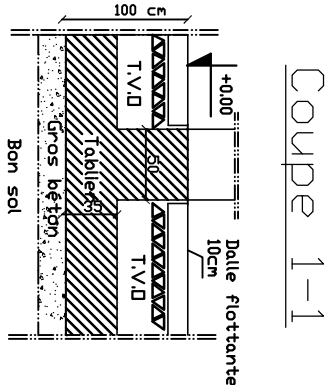
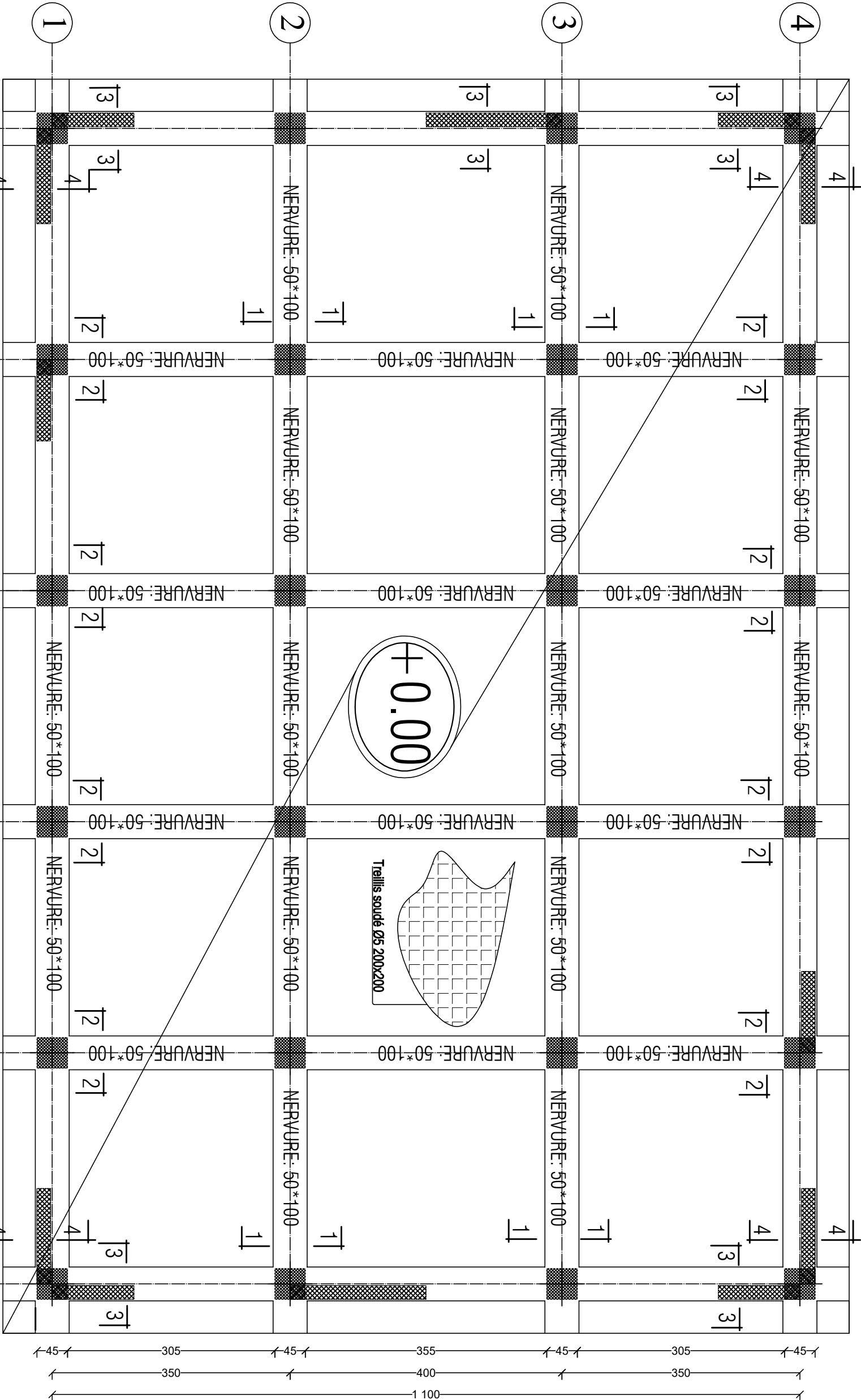
COUPE 2-2



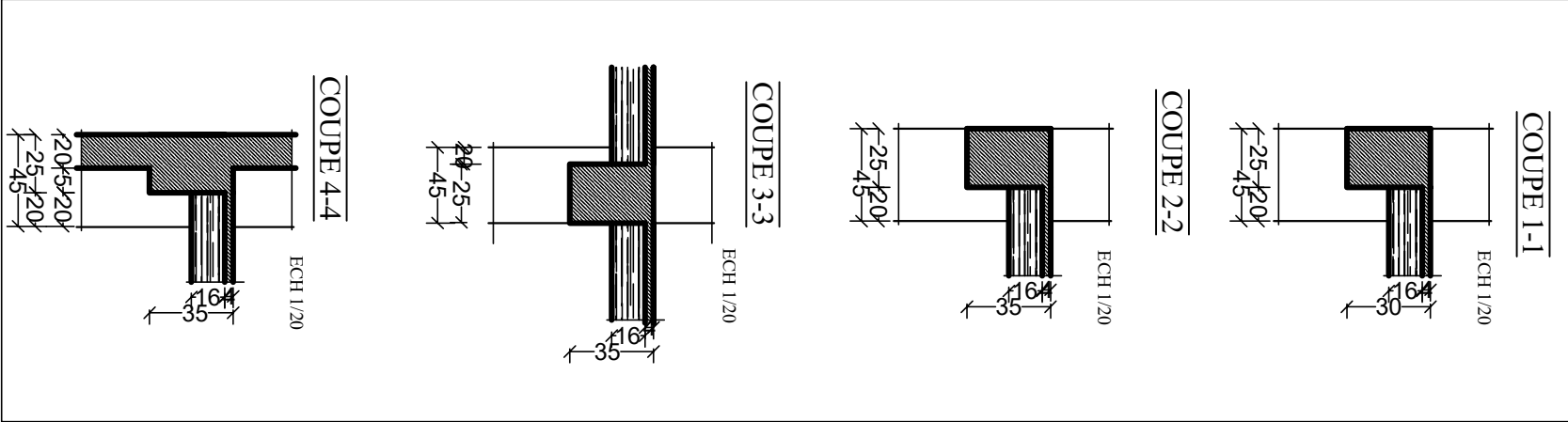
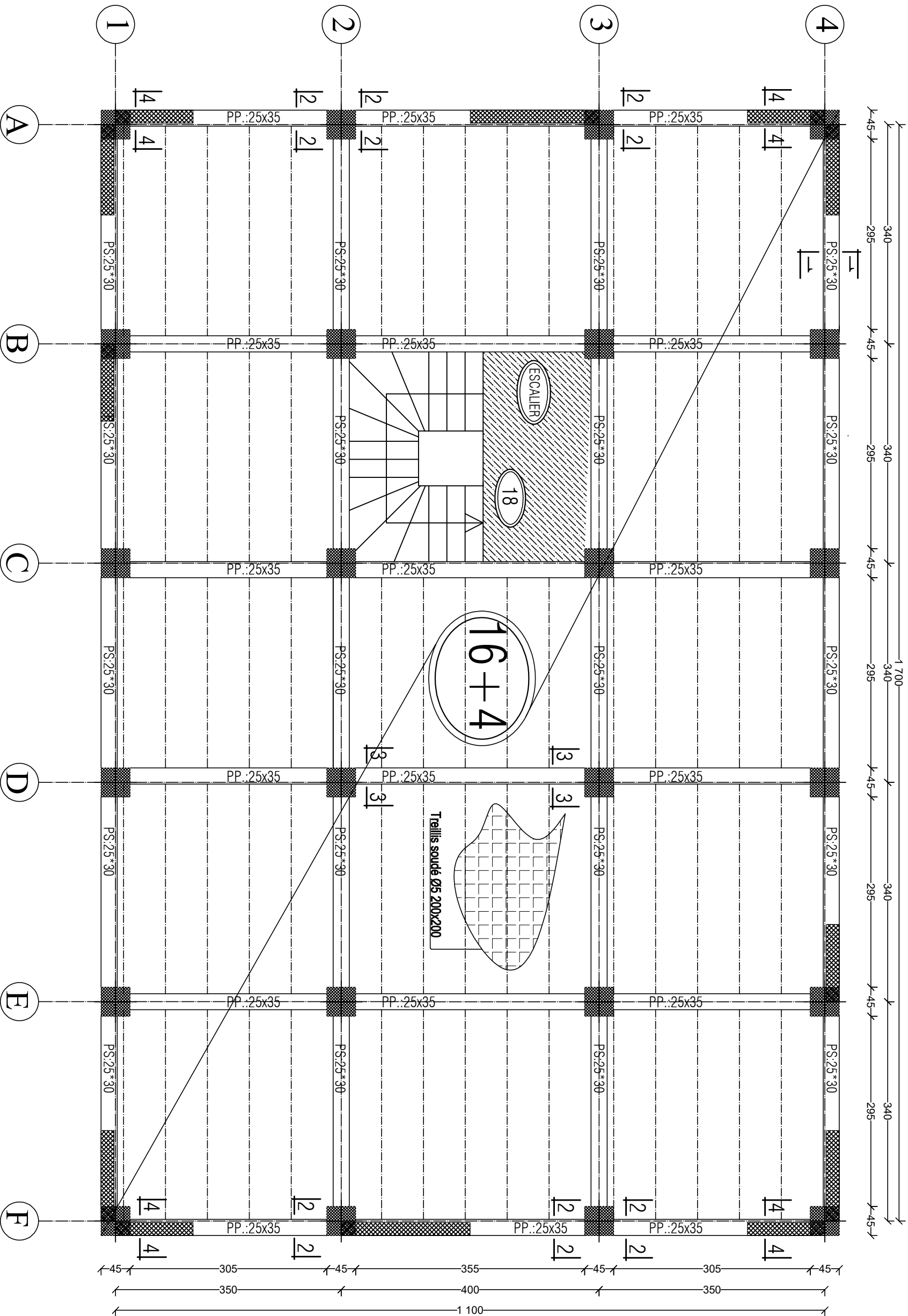
PLAN DISPOSITION DES VOILES.



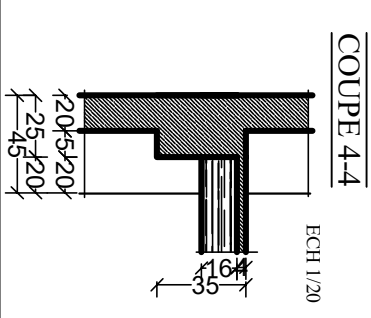
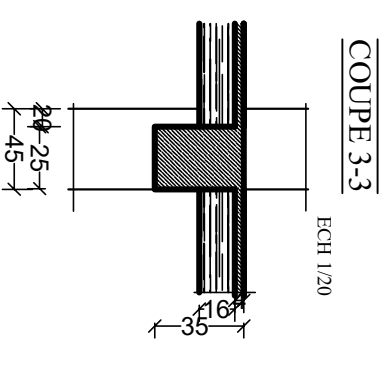
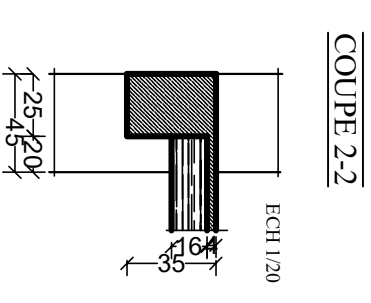
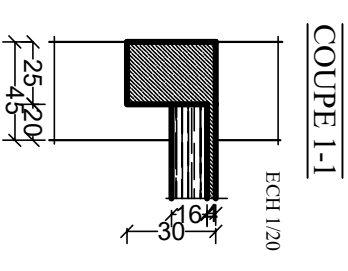
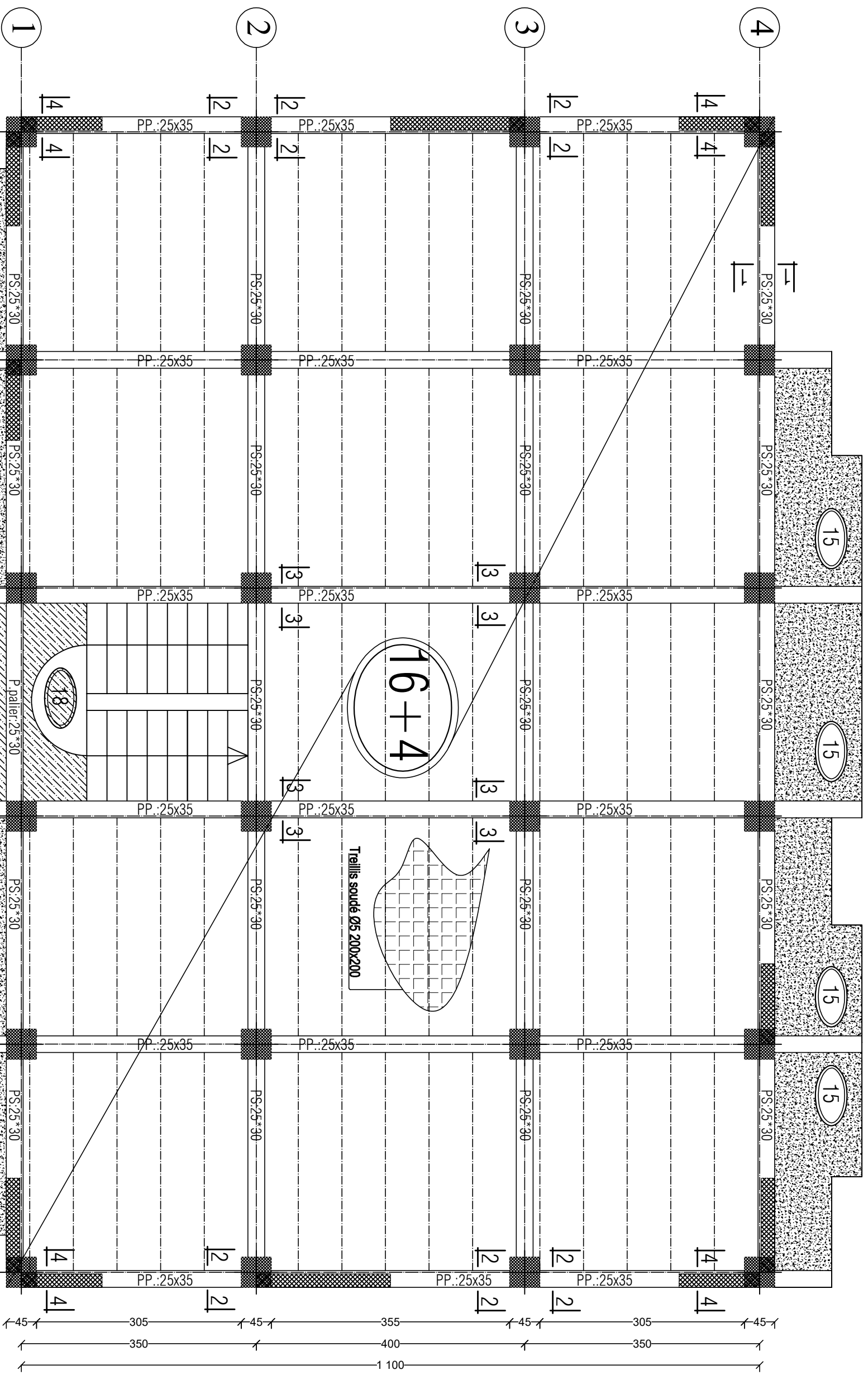
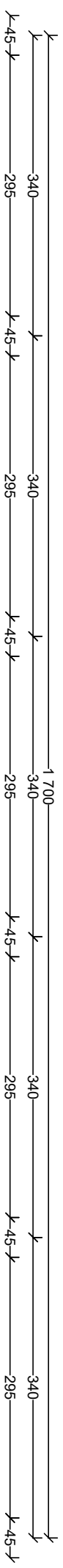
PLAN DE COFFRAGE RADIER NIV :+0,00m



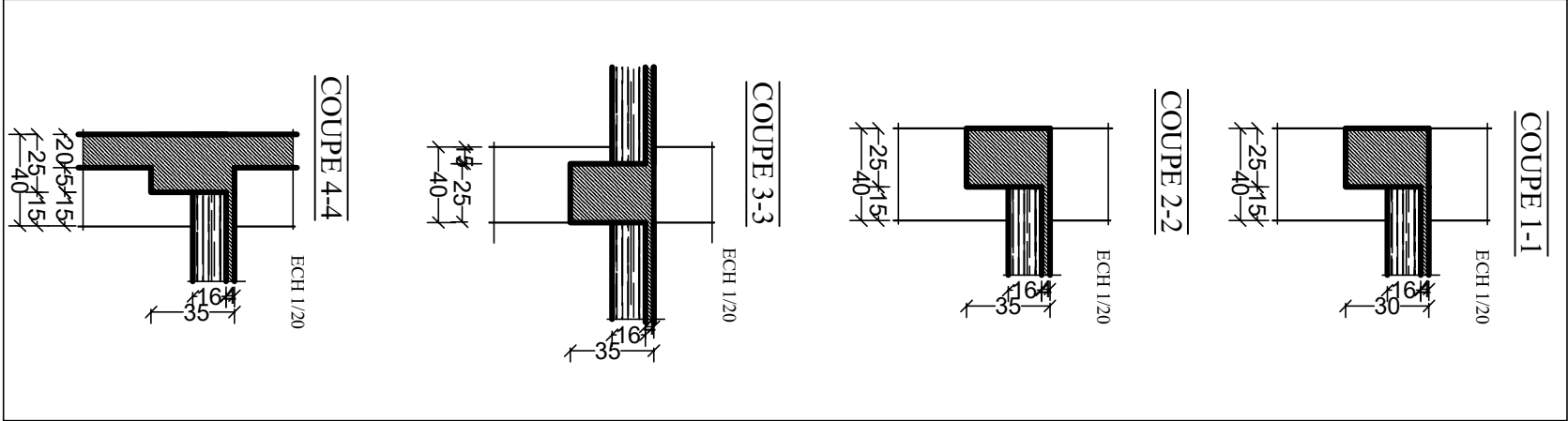
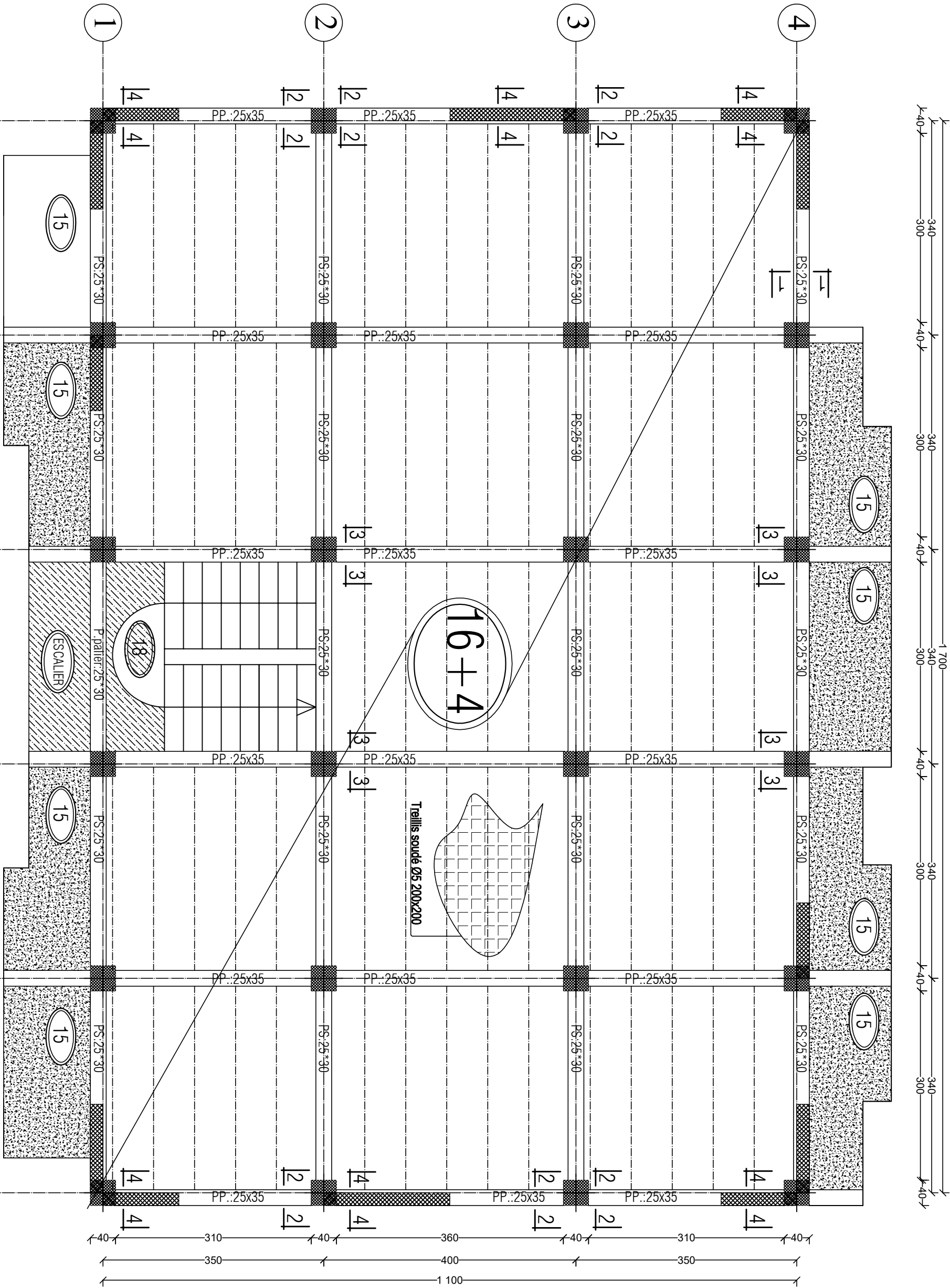
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 4,08 m.



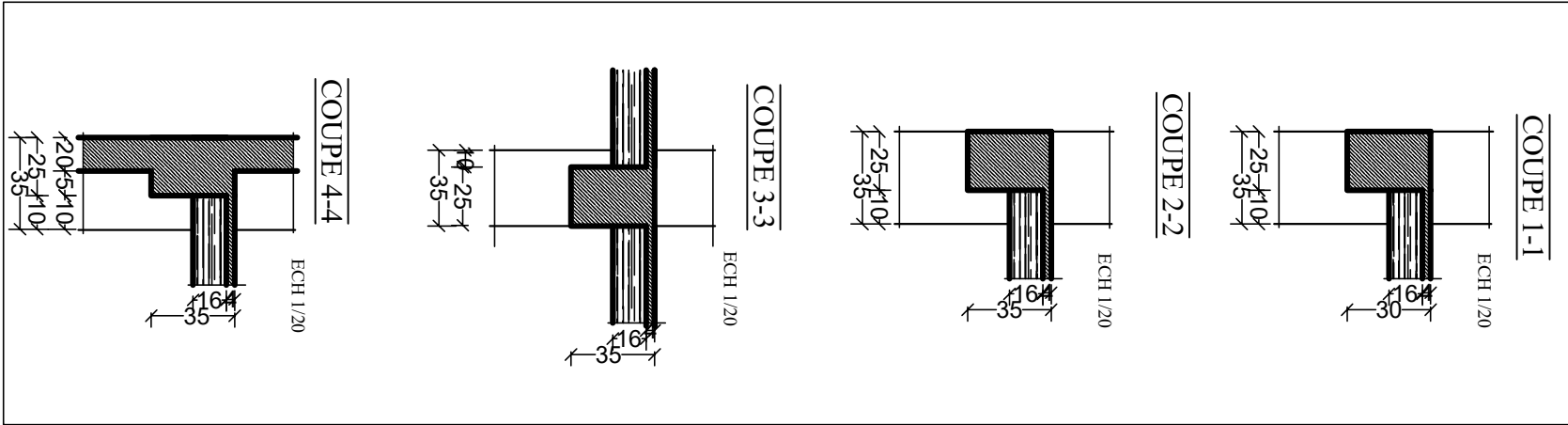
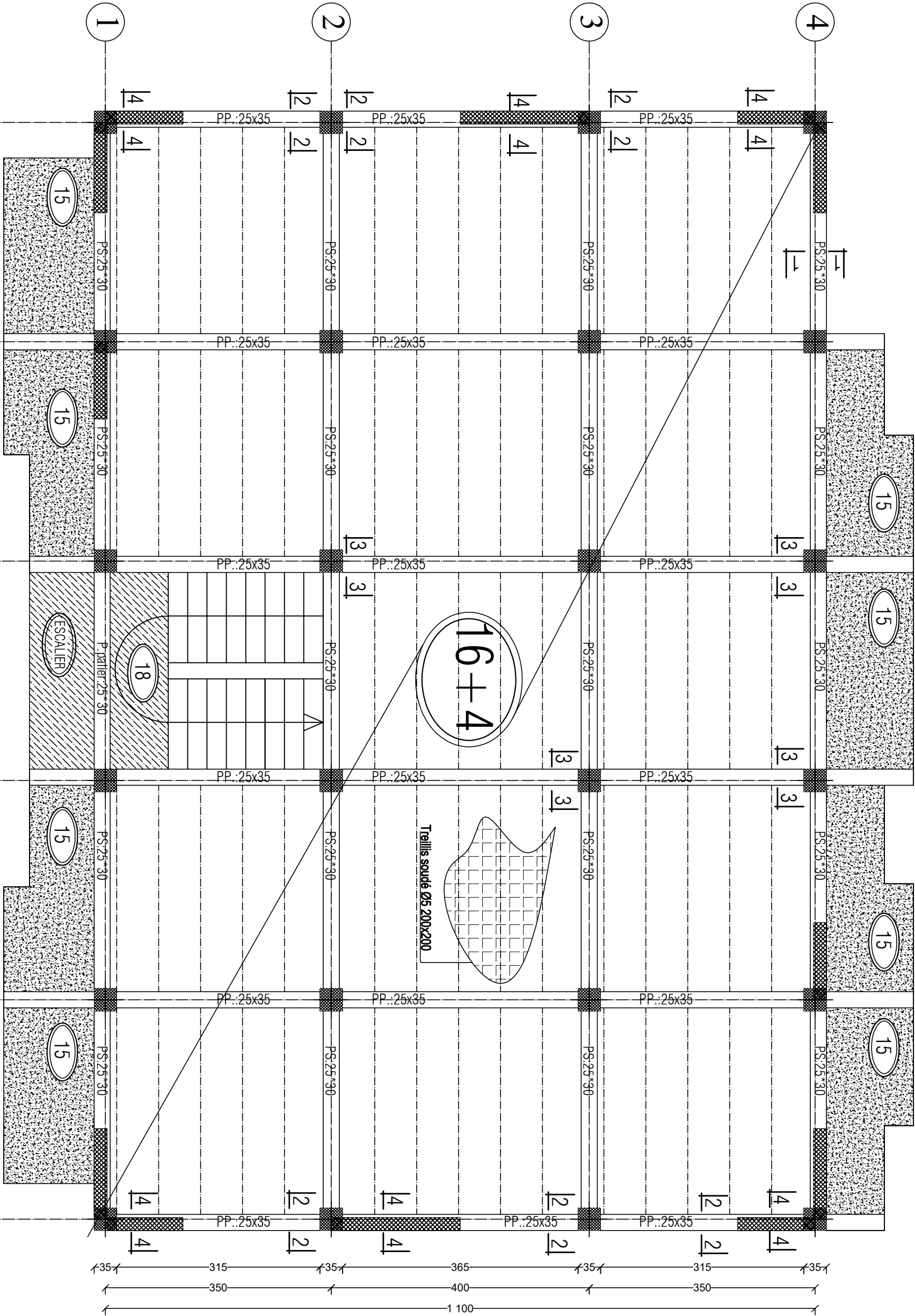
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+7,14 ; 10,20 m.



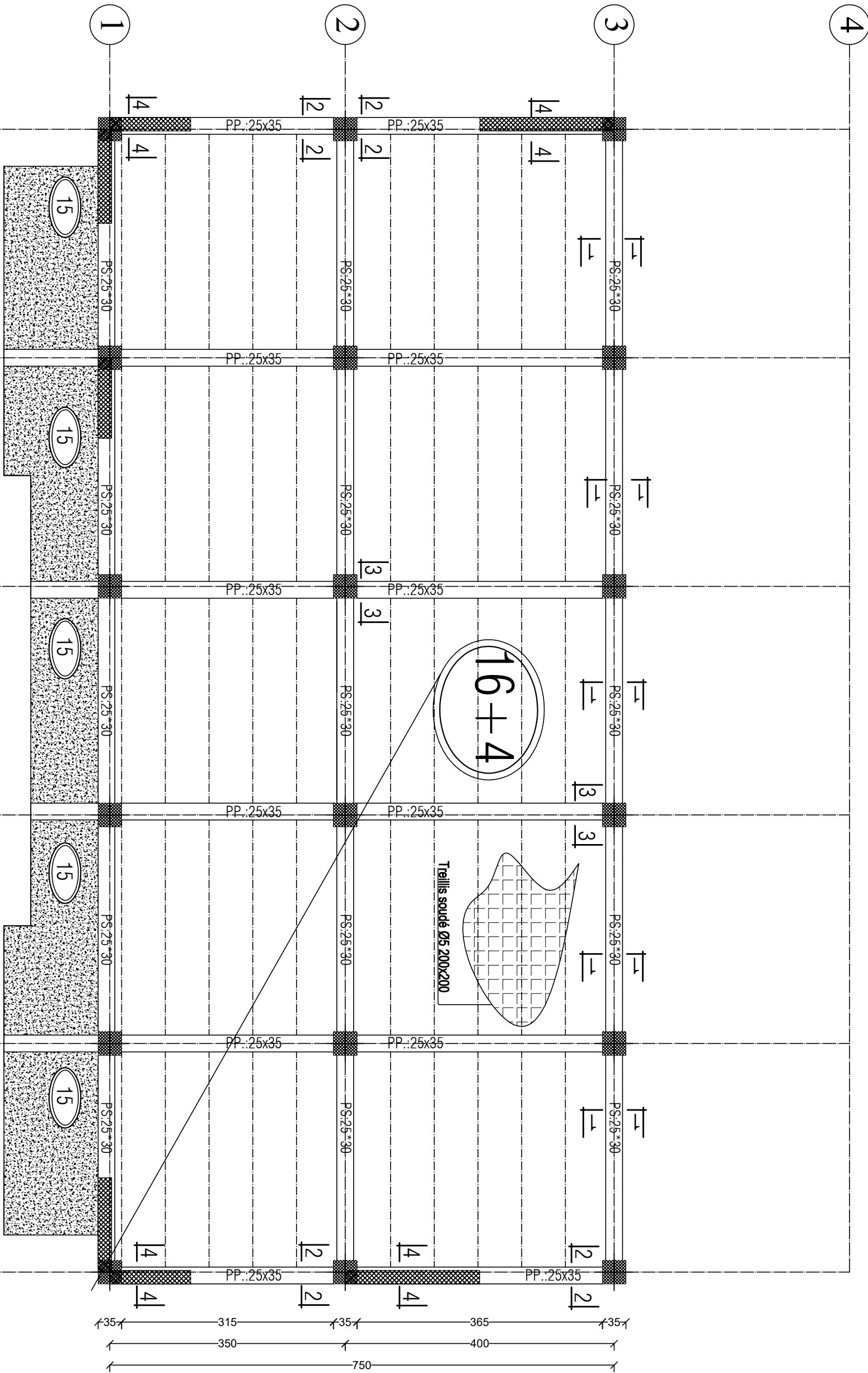
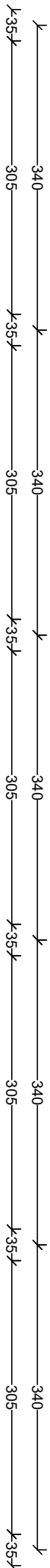
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 13,26 ;+16,32 ; +19,38 m.



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 22,44 m.

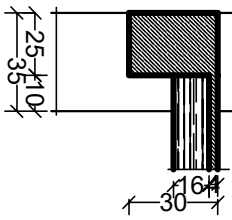


PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 25,5 m.



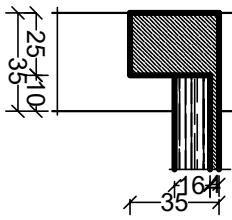
COUPE 1-1

ECH 1/20



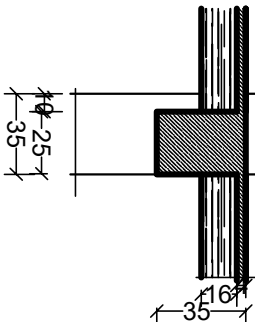
COUPE 2-2

ECH 1/20



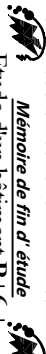
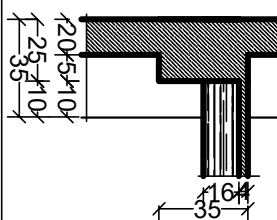
COUPE 3-3

ECH 1/20



COUPE 4-4

ECH 1/20



UNIVERSITE MOULOUDE EL-BACHIR EL-IDRISSI

Departement de la Construction

Faculté des Sciences de la Construction

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

Etude d'un bâtiment R+6 +

etage attique avec charpente en

bois à usage multiples

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : TAFAT Lyza

Enregistrée par : Madame CHERRI.F

Promotion : 2022/2023

[illegible]

4