

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département du Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Construction Civile
et Industrielle**

THEME

**ETUDE D'UNE STRUCTURE R+9 À USAGE
D'HABITATION, COMMERCIAL ET SERVICE,
CONTREVENTÉE PAR VOILES.**

ETUDIÉ PAR :

**HADJERAS MARZOUK
ZAMOUM MOHAMED AMEZIANE
ZIBOUCHE JUGURTA**

DIRIGÉ PAR : Mr H.DJELLOULI
DIRIGÉ PAR : Mr H.DJELLOULI

2019/2020

Remerciements

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous Avoir Donné la foi qui nous a guidée jusqu'à la réalisation et l'aboutissement de ce projet.

Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus distingués :

À notre promoteur Mr Hocine DJELLOULI, de nous avoir fait l'honneur d'assurer l'encadrement de notre travail.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir consacré leur temps à la lecture de ce projet de fin d'étude et d'accepter de juger et d'évaluer ce travail.

Nous sincères remerciements à l'ensemble des intervenants de l'Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, surtout nos enseignants qui ont été toujours là pour nous aider, merci pour tout le temps et la patience que vous nous avez accordé et la bonne explication qui nous a éclairé le chemin afin de réaliser notre mémoire.

Nous remercions les plus chaleureux vont à nous chers parents pour leurs encouragements, leur patience et leur grand soutien durant toutes ces années d'études.

Un grand merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'achèvement de ce travail.

Jugurta , Marzouk

Et M^{ed} Ameziane.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Merci infiniment

À Mes chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

Et bien sur je dédie Lamia avec qui je partage ma vie pour son initiative et son soutien sachant que cela m'a encouragé énormément

À tous mes amis

À toute la promotion Génie Civil (2019/2020).

Marzouk

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À Mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

À Mes chères sœurs.

À Mon cher frère.

À toute ma Famille sans exception.

À tous mes amis et particulièrement : m^{ed} Amziane, Marzouk, Younes, Azeddine, Djamel ,Salim, Yahia, et a tout mes amis de la salle G05.

À toute la promotion de génie civil (2019/2020).

jugurta

DEDICACES

Je dédie ce travail :

À Mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction : ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

À Mes chers sœurs et frères.

À toute ma Famille sans exception particulièrement mes chères tantes Nadia, ghania, djedjiga et sadjia.

À tous mes amis et particulièrement : Rabah , Ahcene, Aziz, Jugurtha, Marzouk, Younes, Azeddine, Djamel ,Salim, Yahia et tout les amis de la salle G05.

À toute la promotion de génie civil (2019/2020).

Mohamed Ameziane

SOMMAIRE

❖ Introduction général

Chapitre: présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction.	01
I.2. Présentation de l'ouvrage.	01
I.3. Les caractéristiques de l'ouvrage.	01
I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.	05
I.5. Référence de calcul.	12
I.6. Conclusion.	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction.	13
II.2. Pré-dimensionnement des planchers.	12
II.3. Pré-dimensionnement des Poutres.	15
II.4. Pré-dimensionnement des poteaux.	16
II.5. Pré-dimensionnement des voiles.	17
II.6. Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.	19
II.7. Dégression vertical des surcharges d'exploitation.	23
II.8. Les vérifications relatives aux exigences de RPA.	27

Chapitre III: Etudes des éléments secondaire.

III.1. Calcul du plancher.	31
III.2. Les balcon.	53
III.3. Etude de la salle machine.	59
III.4. Calcul des escaliers.	71

III.5. Calcul de la poutre palière.	89
III.6. Acrotère.	99
III.7. Étude de la poutre de chaînage.	107

Chapitre IV : Modélisation et Présentation de l'ETABS.

IV.1. Définition d'un logiciel de calcul.	117
IV.2. Description de logiciel ETABS.	117
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS.	118

Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA99 version 2003.

V.1. Présentation de l'ouvrage.	137
V.2. Étude dynamique.	137
IV.3. Conclusion.	156

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI.1. Ferrailage des poteaux.	157
VI.2. Ferrailage des poutres.	175
VI.3. Ferrailage des voiles.	189

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1. Introduction.	205
VII.2. Choix du type de fondations.	205
VII.3. Ferrailage du radier.	215
VII.4. Vérification.	230
❖ Conclusion générale	

Liste des figures

Figure. I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.

Figure. I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

Figure. I.3 : Schéma descriptif du mur extérieur.

Figure. I.4 : Coupe schématique d'escalier

Figure. I.5 : Diagramme de la contrainte de déformation du béton à l'ELU

Figure .I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure. I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Figure .I.8 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

Figure II.2: Coupe du voile en élévation

Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

Figure II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

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

Figure. II.6 : Coupe d'une dalle pleine.

Figure II.7 : Coupe d'un mur simple double parois.

Figure II.8 : Coupe d'un mur simple parois.

Figure II.9 : Acrotère.

Figure II.10 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

Figure II.11. le poteau le plus sollicité.

Figure III.1.1: Ferrailage de la dalle de compression.

Figure III.1.1: Schéma de la table de compression.

Figure III.1.2: Schéma de calcul de la poutrelle.

Figure III.1.3: Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Figure III.1.5: Schéma statique à l'ELU.

Figure III.1.6: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

Figure III.1.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Figure III.1.8: Construction de la section en Té.

Figure III.1.9: Ferrailage de la poutrelle à l'ELS.

Figure III.1.10: Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

Figure III.1.11: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

Figure III.1.12: Ferrailage de la poutrelle.

Figure III.2.1 : Schéma Statique du balcon.

Figure III.2.2. Section transversale de la dalle.

Figure III.2.3. Schéma ferrailage de la dalle pleine balcon.

Figure III.3.1. Cage de l'ascenseur.

Figure III.3.2: Schéma représentant la diffusion de charges au niveau du feuillet moyen.

Figure III.3.3: Les moments de la dalle de la salle machine.

Figure III.3.4: Ferrailage de la dalle pleine salle machine.

Figure III.4.1: Schéma statique de l'escalier.

Figure III.4.2 : Schéma correspond à la volée de l'escalier.

Figure III.4.3: Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant.

Figure III.4.4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

Figure III.4.5: Schéma statique à l'ELS.

Figure III.4.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

Figure III.4.7: section droite des escaliers.

Figure III.4.8: Schéma de ferrailage d'escalier.

Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière.

Figure.III.5.2: section de la poutre palière.

Figure III.5.3: charge de la poutre a l'ELU.

Figure III.5.4 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant a l'ELU.

Figure III.5.5: charge de la poutre a l'ELS.

Figure III.5.6: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant a l'ELS.

Figure III.5.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure III.6.1: Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes.

Figure III.6.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Figure III.7.1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.

Figure III.7.2: Schéma du chargement à l'ELU.

Figure III.7.3: Schéma du chargement à l'ELS.

Figure III.7.4: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Figure III.7.5: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Figure III.7.6: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

Figure IV.4: Version du logiciel ETABS utilisée.

Figure IV.2: Choix des unités.

Figure IV.3: Démarrer un nouveau modèle.

Figure IV.5: La géométrie de base.

Figure IV.6: Les lignes de construction.

Figure IV.7: Définition des étages.

Figure IV.8: Définition des matériaux.

Figure IV.9: Les matériaux béton et bardage.

Figure IV.10: Vérification des dimensions.

Figure IV.11: Définition des éléments lignes.

Figure IV.12: Spécification de l'enrobage.

Figure IV.13: Définition des poutres de chaînage.

Figure IV.14: Définition des poutres principales.

Figure IV.15: Définition des éléments surfaciques.

Figure IV.16: Définition des appuis.

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

Figure IV.18: Définition de la masse sismique.

Figure IV.19: Définition des diaphragmes.

Figure IV.20: Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.

Figure IV.21: Définition des cas de charges.

Figure IV.22: Introduction des charges pour les dalles pleines.

Figure IV.23: Introduction des charges pour les planchers des étages courants.

Figure IV.24: Introduction des charges _ plancher étage de service.

Figure IV.24: Introduction des charges _ plancher terrasse.

Figure IV.25: Définition du spectre du calcul.

Figure IV.26: Introduction du spectre dans ETABS.

Figure IV.27: Définition de la réponse sismique dans les deux directions.

Figure IV.28: Les combinaisons de charges.

Figure IV.29: Définition des options d'analyse.

Figure IV.30: Lancement de l'analyse.

Figure V.25 : Les options pour l'obtention du tableau des informations modales.

Figure V.26: La période et les masses participantes.

Figure V.27: Déplacements absolu sous l'action E_x et E_y .

Figure VI.1 Schémas de ferrailage des poteaux.

Figure VI.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans notre structure.

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

Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

Figure VII.2 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et ELS

Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et ELS

Figure VII.5 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal)

Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et ELS.

Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et ELS.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Fe en fonction du type d'acier.

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poteaux.

Tableau II.3 : Charge permanente de la terrasse accessible.

Tableau II.4 : Charge permanente de l'étage courant.

Tableau II.5 : Charge permanente d'une dalle pleine.

Tableau II.6 : Charge permanente d'un mur extérieure.

Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur intérieure.

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

Tableau II.9 : les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$.

Tableau II.10: Récapitulatif de la descente de charges.

Tableau III.1.1: Rapport des portées successives.

Tableau III.1.2: Moments en travées

Tableau III.1.3: Moments aux appuis

Tableau III.1.4: Efforts tranchant

Tableau III.2.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

Tableau III.4.1: Charges permanentes de la volée.

Tableau III.4.2: Charges permanentes de palier.

Tableau V.1. Période choisie en fonction de la condition sur T

Tableau V.2: Valeurs du coefficient de comportement R.

Tableau V.3: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X.

Tableau V.4: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y.

Tableau V.5: Déplacements relatifs.

Tableau V.6: L'effet P-Delta selon le sens X-X.

Tableau V.7: L'effet P-Delta selon le sens Y-Y.

Tableau VI.1.1: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.

Tableau VI.1.3 : valeurs de l'élanements géométrique λ_g .

Tableau VI.1.4 : Les efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

Tableau VI.1.5: Sections des armatures transversales.

Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement.

Tableau VI.1.7 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI.1.8 : Efforts internes dans les poteaux

Tableau VI.1.9: Résultats de ferrailage des poteaux

Tableau VI.2.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Tableau VI.2.2 : ferrailage des poutres principales

Tableau VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Tableau.VI.3.2 : Ferrailage des voiles transversales de VL1.

Tableau.VI.3.3 : Ferrailage des voiles transversales de VL2.

Tableau.VI.3.4 : Ferrailage des voiles transversales de VL3.

Tableau.VI.3.5 : Ferrailage des voiles transversales de VT1.

Tableau.VI.3.6 : Ferrailage des voiles transversales de VT2.

Tableau.VI.3.7 : Ferrailage des voiles transversales de VT3.

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

Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

Tableau VII.4 : Détermination du poids propre du radier.

Tableau VII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Tableau VI.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Tableau VI.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

Introduction général

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+9), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

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

Nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments, modélisation et présentation de l'ETABS , vérifications des exigences du RPA. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de bases sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial et ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU a sud-ouest de la ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Un (01) RDC à usage commercial.
- Un (01) étage de service
- Huit (08) étages à usage d'habitation.
- Une (01) terrasse inaccessible.
- Deux (02) cages d'ascenseur.
- Une (01) cage d'escalier.

I.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :**I.3.1. Les caractéristiques géométrique :**

Les dimensions de notre bâtiment sont :

- **En plan :**
 - Longueur totale du bâtiment : $L = 28.30\text{m}$
 - Largeur totale du bâtiment : $l = 17.70\text{m}$
- **En élévation :**
 - Hauteur totale : 31.62m
 - Hauteur du RDC : 4.08m
 - Hauteur de l'étage de service : 3.06m
 - La hauteur d'étage courant : 3.06m

I.3.2. Les caractéristiques structurelles :**1) L'ossature :**

Les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version2003 » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques.

➤ Les portiques

Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

Reprendre les charges et surcharges verticales.
Transmettre directement les efforts aux fondations.

➤ Les voiles

Sont des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).

Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement)

2) Plancher :

Le plancher est un air horizontal servant à supporter son poids propre ainsi que les surcharges, Il sert aussi à délimiter les niveaux des étages et assurer une Isolation thermique et phonique.

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portée des travées (espacé de 65cm) sur les quelles sont poser les corps creux (Hourdis).Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux-poutre).

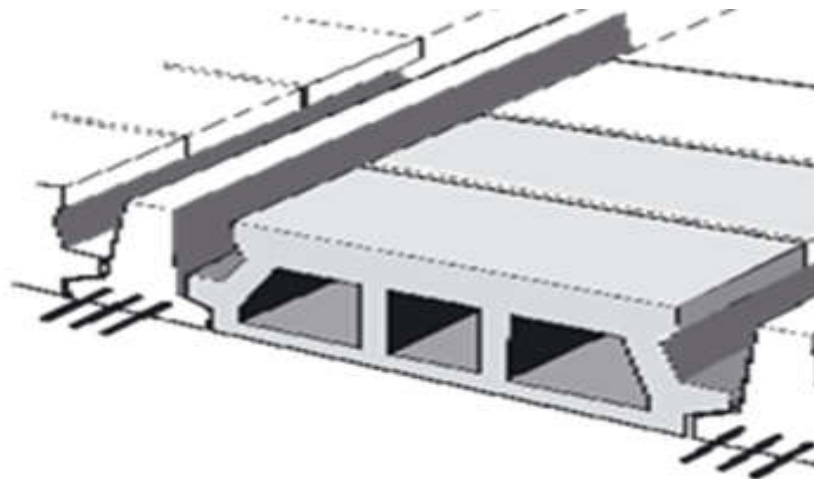


Figure. I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.

- **Plancher en dalle pleine** : réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Dans notre structure ils sont destinés pour les balcons et la cage d'ascenseur et les paliers de repos des escaliers.

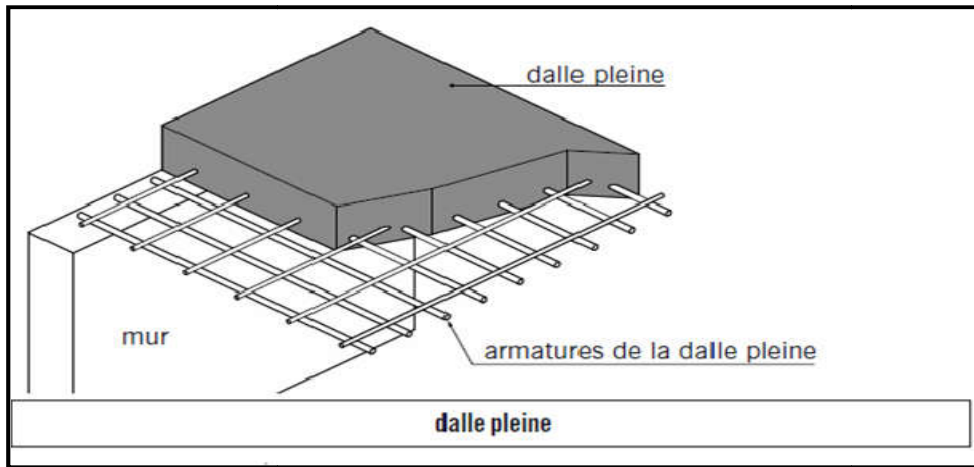


Figure. I.2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

3) Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine

4) Le Remplissage (Maçonnerie):on distingue deux types :

➤ **Mur extérieur :**

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10x10) cm Séparées par une lame d'air de 5 cm.

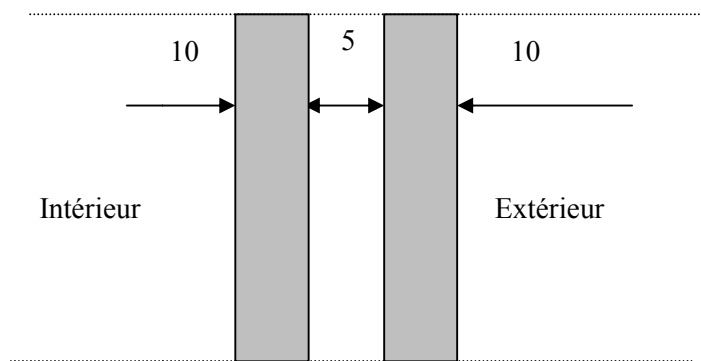


Figure. I.3 : Schéma descriptif du mur extérieur.

➤ **Mur intérieur :**

-Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

5) Les Revêtements : On a

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

6) Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, elle assure la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Elle est réalisée en béton armé.

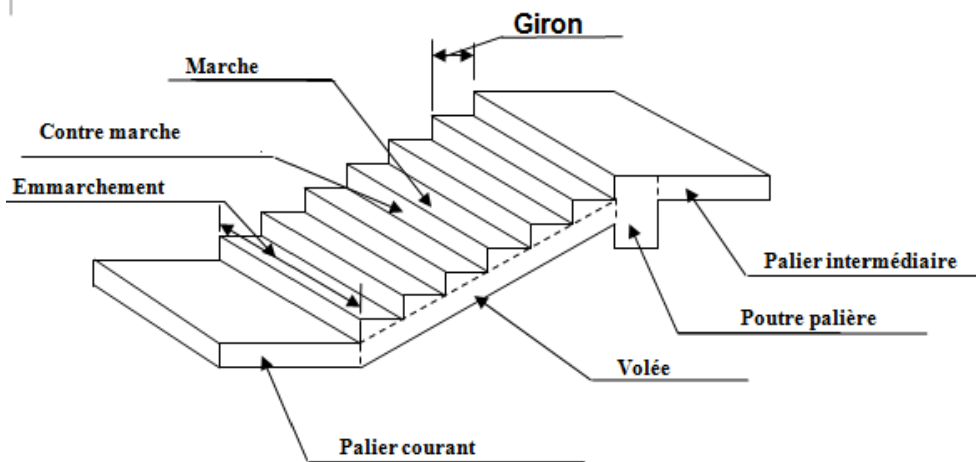


Figure. I.4 : Coupe schématique d'escalier

7) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur réalisées en béton armé.

8) Les Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelé couramment refend, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

9) L'acrotère

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 15 cm d'épaisseur. Il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

10) Les Fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propres et surcharge climatique et d'utilisations) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de type de

fondation dépend essentiellement de deux facteurs qui sont : la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

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

I.4.1. Le béton

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir
une résistance mécanique élevée.
un retrait minimum.
une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m^3 de ciment.

I.4.1.1. Composition du béton

A) Ciment

C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

B) Granulats

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton. Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm

Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

C) Eau de gâchage

L'eau employée pour le béton, et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, doit être de l'eau potable ; car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de la porosité et une chute de résistance.

I.4.1.2. Dosage du béton

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau etc...) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulation sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams ou bien d'autres encore.

I.4.1.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

A) Résistance du béton à la compression f_{cj}

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur $h = 32$ cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié99**).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } j > 28 \text{ jours}$$

B) Résistance à la traction f_{tj}

La résistance à la traction du béton à «j» jour est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit : (**Art .A.2 .1.12 BAEL 99**)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ en MPA} \quad \text{d'où } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPA.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

C) Contrainte limite

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Nous distinguons deux états limites :

❖ L'état limite ultime (ELU)

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- Stabilité de forme : non flambement de la structure
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction.

de résistance pour les matériaux constitutifs: le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression affectée d'un coefficient de sécurité

A l'état limite ultime, la contrainte du béton σ_b s'écrit :

$$\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

γ_b : 1,5 pour les situations durables,

γ_b : 1,15 pour les situations accidentelles.

θ : coefficient fixé en fonction de la durée d'application et l'action considérée

Durée d'application	>24h	24h>	>1h	<1h
θ	1	0,9	0,9	0,85

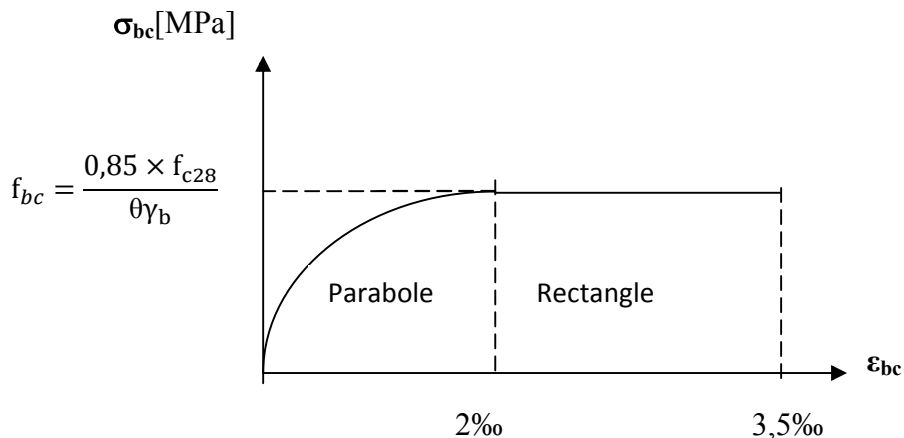


Figure. I.5 : Diagramme de la contrainte de déformation du béton à l'ELU.

❖ **L'état limite de service ELS**

Il correspond à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résistante, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela peut entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.

la limitation de compression du béton.

la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

À l'état limite de service, la contrainte de compression du béton est limitée à :

$\sigma_b = 0,6 f_{cj}$ (Article 4.5,2 du BAEL91 / modifié 99)

$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28}$ [MPa] pour un $f_{c28} = 25$ MPa on aura $\sigma_{bc} = 15$ [MPa]

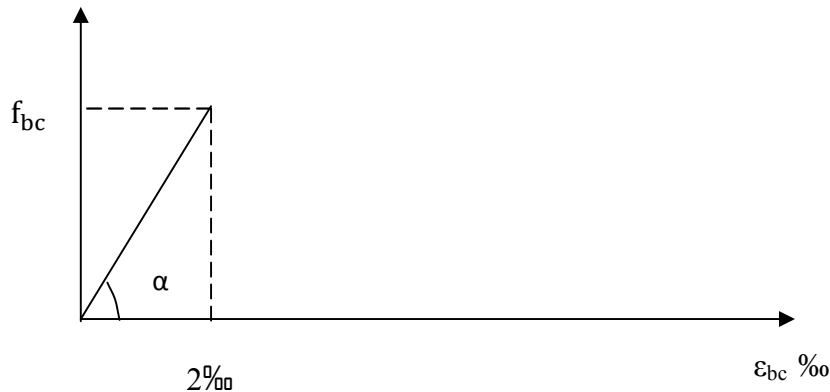


Figure .I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

D) Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1 BAEL91/modifié 99)

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$

Avec :

v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de l'âme.

d = hauteur utile de la poutre ($d=h-c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible) : $\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable : $\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$

F) Module d'élasticité du béton E

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules de déformation longitudinale :

➤ Module de déformation longitudinale instantané (Art A-2.1, 21 BAEL99)

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow E_{ij}32164, 20\text{MPa}$

➤ **Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22 BAEL99)**

Le module de déformation longitudinale différée, qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton.

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

F_{cj} : la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}. \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa}, \text{ sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \left(f_{cj} \right) \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa}, \text{ avec fumée de silice.} \end{cases}$$

Dans notre cas pour $j=28$ jours donc $f_{cj}=25\text{MPa} \rightarrow E_{vj}=10818,86\text{MPa}$.

➤ **Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson

➤ **Coefficients de poisson (Art A.2.1, 3 .BAEL91 modifié99)**

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par : $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

$\nu=0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu=0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

I.4.2. les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.4.2.1. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la rupture	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient De fissuration	Coefficient De (Ψ) scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE 235	R L	235	410 -490	22‰	1	1
	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : Fe en fonction du type d'acier.

Pour Notre projet on utilisera que des Aciers de haute adhérence.

1) limite élasticité de l'acier :

a) ELU :

La contrainte limite de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400} \end{array} \right.$$

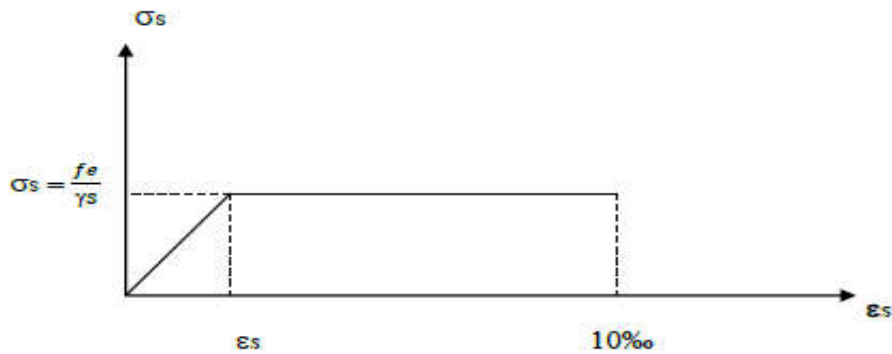


Figure. I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

b) ELS :

Afin de réduire les risques de fissuration et éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendue sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles de BAEL 91 on distingue trois cas de fissures :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire

$$\sigma_{st} = f_e \longrightarrow \text{(BAEL91/Art4.5, 32)}$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art4.5, 33)}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer). Donc la contrainte est limitée comme suite :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art4.5, 34)}$$

Avec:

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses RL

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6 mm. .

$\eta = 1,6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

(BAEL91/Art7.21)

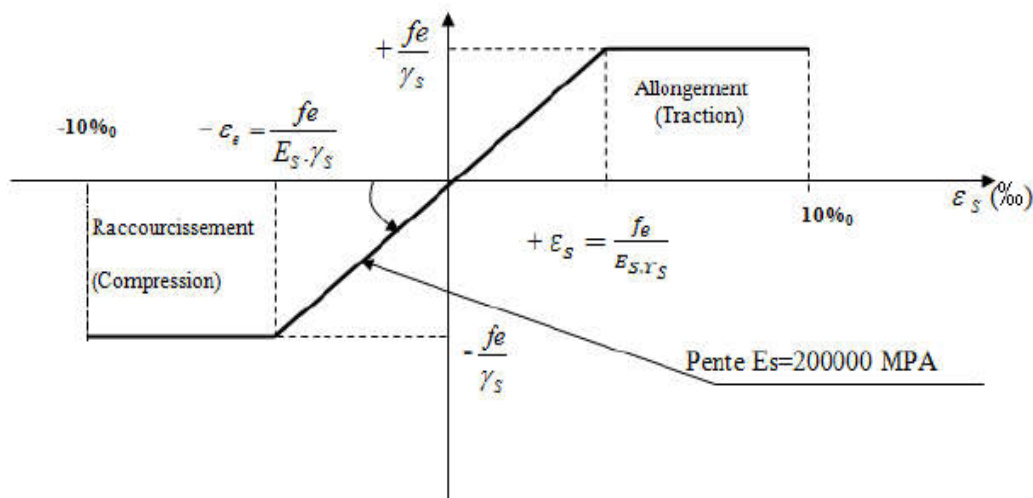


Figure .I.8 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

2) Protection des armatures contre la corrosion et possibilité de bétonnage correct :(art A.7-2 4 BAEL91) :

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes:

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

I.5. Référence de calcul :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** ».
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **BAEL91 /modifié 99** ».
- Documents Technique Règlementaires « **DTR-B.C.2.2** » : charges permanentes et Charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93**».

I.6. Conclusion :

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments que contient notre structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments.

II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles, et a pour objectif de déterminer les sections des différents éléments cités ci-dessus afin qu'ils puissent reprendre les différentes sollicitations aux quelles ils sont soumis telle que :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de tous les éléments de la structure.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- D.T.R–B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : Code du Béton Armé (CBA 93)
- BAEL 91 Béton Armé aux états limites.
- D.T.R–B.C.2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R–B.C.2.48 : Règles parasismiques algériennes(RPA99) modifié en 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations

II.2.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux:

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \longrightarrow \text{BAEL 91/Art .6.8, 424)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ht: \text{ hauteur de plancher} \\ L_{max} : \text{ portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles} \\ L=400 - 25=375 \text{ cm} \longrightarrow (\text{Le RPA exige : On prend } \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm Zone IIa}) \\ ht = (375/22.5) = 16.67\text{cm} \end{array} \right.$$

On adoptera une hauteur normalisée de $ht = 20$ cm, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

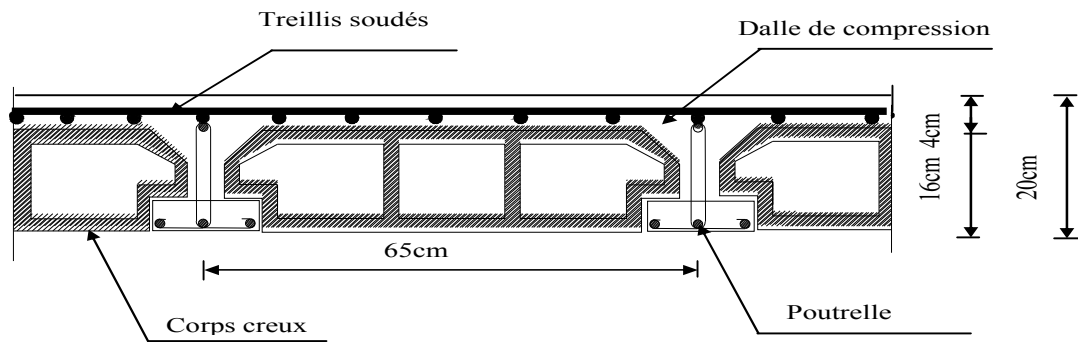


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

II.2.2. Pré-dimensionnement du plancher en dalles pleines :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. L'épaisseur des dalles pleines dépend le plus souvent des conditions d'utilisations et de résistances, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- **Resistance au feu :**
 - $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
 - $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
 - $e = 15\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.
 - $e = 17.5\text{ cm}$ pour un coup de feu de quatre heures.
- **Condition de la résistance a la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.50\text{m}$ \longrightarrow $e \geq 1.50/10 = 0.15\text{ m}$

On adoptera une épaisseur **$e = 15\text{cm}$**

▪ dalle pleine pour la salle machine :

Dans ce cas de figure, on a une dalle pleine qui repose sur plus de trois appuis, avec les dimensions suivantes :

$$L_x=1.70\text{m} \text{ et } l_y=2.10\text{m} \longrightarrow \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{2.10} = 0.80 \longrightarrow 0.4 \leq \rho_x \leq 1$$

Le panneau travaille donc suivant les deux directions, son épaisseur sera déterminée à base de la formule suivante :

$$h \geq \frac{ly}{30} \longrightarrow ht \geq \frac{2.10}{30} = 0.07 \longrightarrow ht \geq 0.041$$

L'épaisseur minimale d'une dalle pleine selon le (RPA99-V2003) est de 12cm ; on retiendra

$$ht = 15\text{cm}$$

II.3. Pré-dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Leur rôle est de transmettre les charges et les surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux voiles)

D'après le : (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

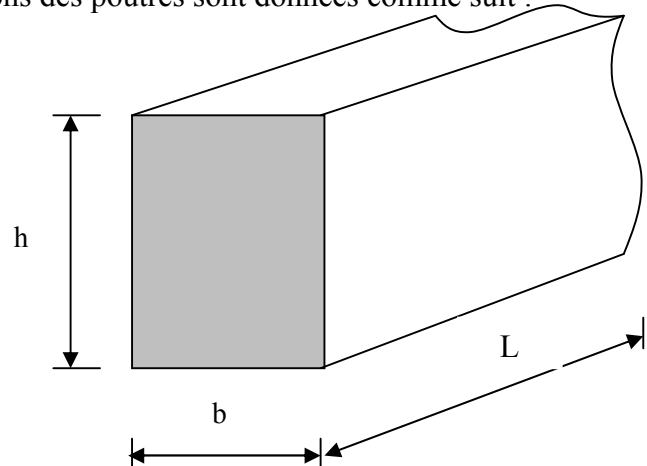
$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles du BAEL 91, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} h : \text{hauteur de la poutre,} \\ b : \text{largeur de la poutre,} \\ L : \text{portée maximum entre nus.} \end{cases}$$



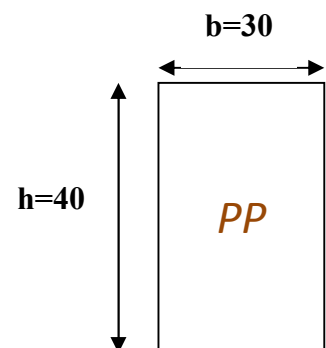
II.3.1. Pré-dimensionnement des Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 430 - 25 = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \longrightarrow 27\text{cm} \leq h \leq 40.5\text{cm} \quad \text{Soit } h = 40\text{cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq h \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16\text{cm} \leq h \leq 28\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30\text{cm}$$



La section des poutres principales est : (30 × 40) cm²

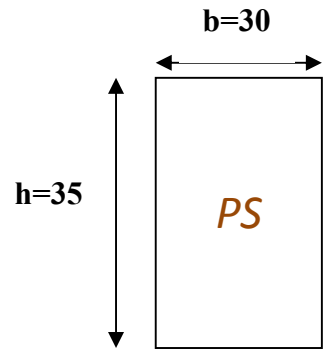
II.3.2. Pré-dimensionnement des Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage :

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

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm} \quad \text{Soit } h=35\text{cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq h \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14\text{cm} \leq h \leq 24.5\text{cm} \quad \text{Soit } b=30\text{cm}$$



La section des poutres secondaires est : (30 × 35) cm²

II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA

Les vérifications des conditions exigées par l’RPA sont montrées dans le tableau suivant : (Art 7.5 .1du RPA99/version 2003)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	Condition vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.16	Condition vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

❖ **Conclusion**

- Poutres principales (30 × 40) cm².
- Poutres secondaires (30 × 35) cm².

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l’état limite de service (ELS) en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$)

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} N_s : \text{effort normal repris par le poteau} \\ G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.} \end{array} \right.$

En supposant que seul le béton reprend l’effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \frac{N_s}{S} \longrightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad / \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$S \geq \frac{N_s}{0.6 f_{c28}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{S} : \text{Section du poteau considéré.} \\ \mathbf{N_s} : \text{Effort normal revenant au poteau.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte admissible du béton a la compression simple.} \end{array} \right.$$

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

- Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

- On adopte préalablement la section des poteaux comme suite :

Niveau	Section des poteaux
RDC et 1 ^{er} étage	50x50
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	45x45
4 ^{ème} et 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	40x40
7 ^{ème} et 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35x35

Tableau II.2 : Pré dimensionnement des poteaux.

II.5. pré-dimensionnement des voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales. Ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 / version 2003** qui préconise :

$$L \geq 4 a$$

Avec :

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

-L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm. $a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} \right)$

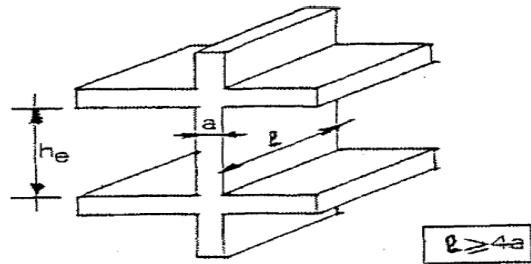


Figure II.2: Coupe du voile en élévation.

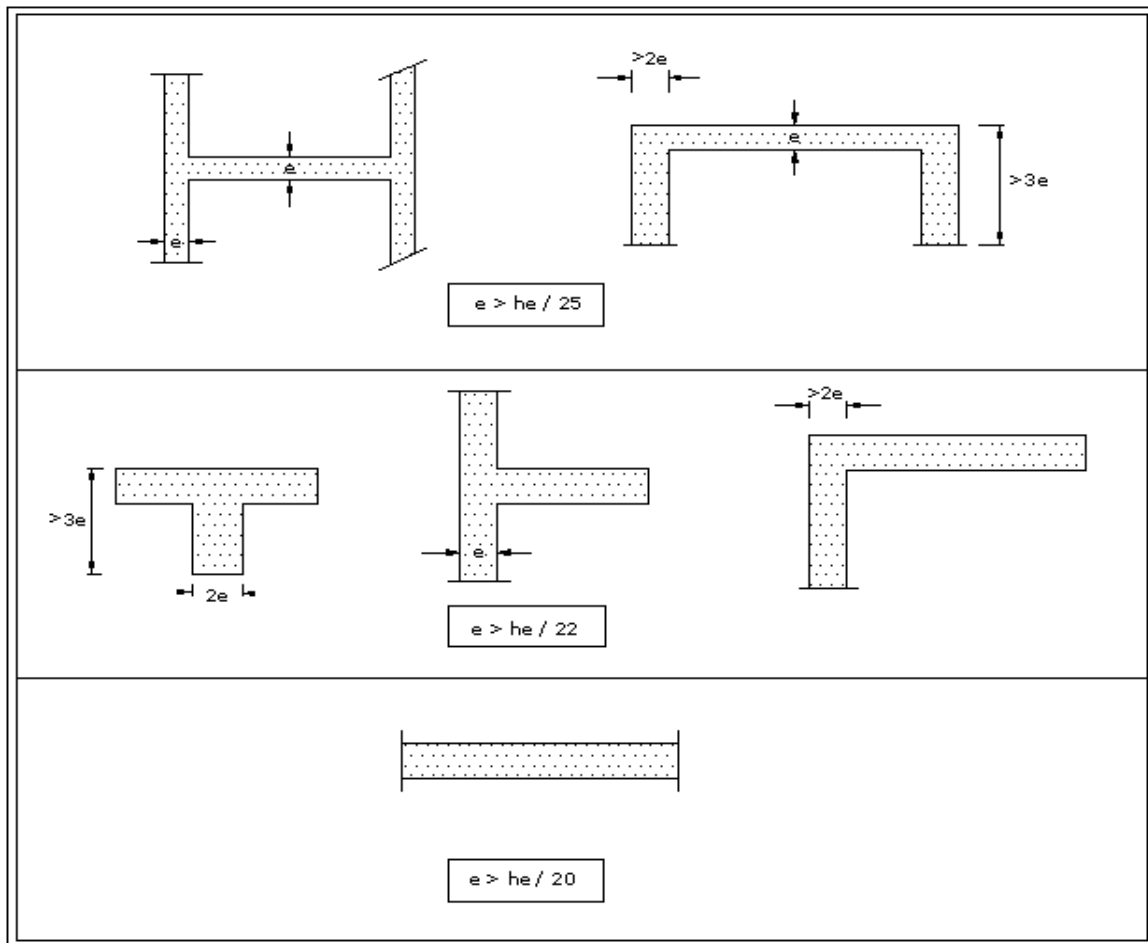


Figure II.3 : Coupe de voile en plan.

➤ Calcul de l'épaisseur des voiles pour RDC :

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{h-ht}{20} \quad \longrightarrow \quad a \geq \frac{he}{20} = \frac{4.08-0.2}{20} = 0.194 \text{ m} \quad a=19.4 \text{ cm}$$

On retiendra $a = 20 \text{ cm}$.

Avec :

ht : Hauteur du plancher: ht = 20 cm soit (16+4).

he : Hauteur d'étage: he=h-ht

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur ;

- calcul de la longueur minimale :

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

- Calcul de l'épaisseur des voiles pour l'étage courant :

$$a \geq \frac{he}{20} = \frac{h-h_p}{20} \quad \longrightarrow \quad a \geq \frac{he}{20} = \frac{3.06-0.2}{20} = 0.143 \text{ m} \quad a=14.3 \text{ cm}$$

On retiendra **a = 15 cm.**

- calcul de la longueur minimale :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} = 60 \text{ cm.}$$

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

II.6.1. Charges permanentes :

- ❖ Plancher Terrasse inaccessible :

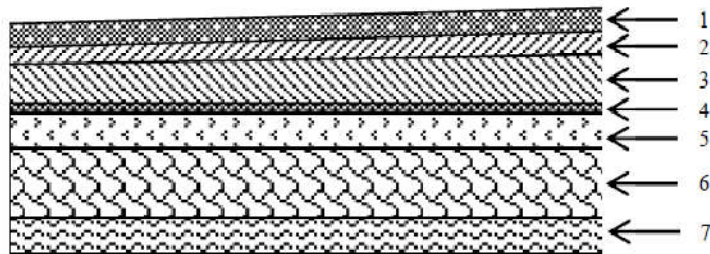


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La charge permanente de la terrasse inaccessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.05	4	0.2
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G _{tot}				5.72 KN/m²

Tableau II.3 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

❖ Plancher d'étage courant :

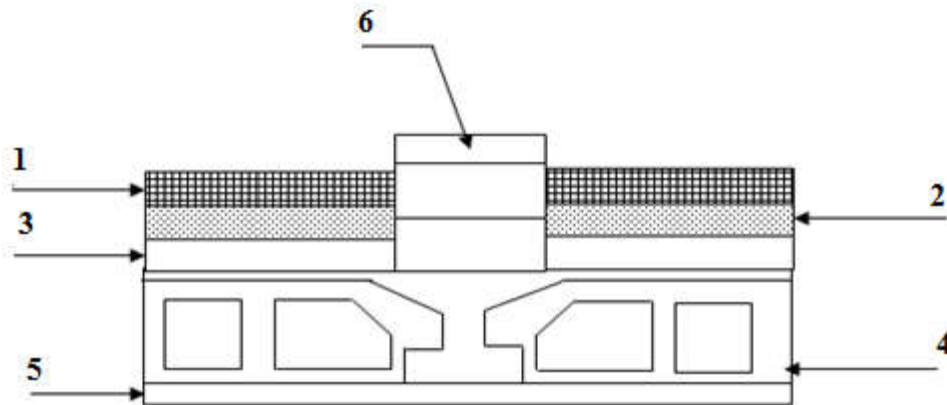


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

La charge permanente du plancher d'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de séparation	0.10	9	0.90
Charge permanente totale G_{tot}				5.10

Tableau II.4 : Charge permanente de l'étage courant.

❖ Dalle pleine

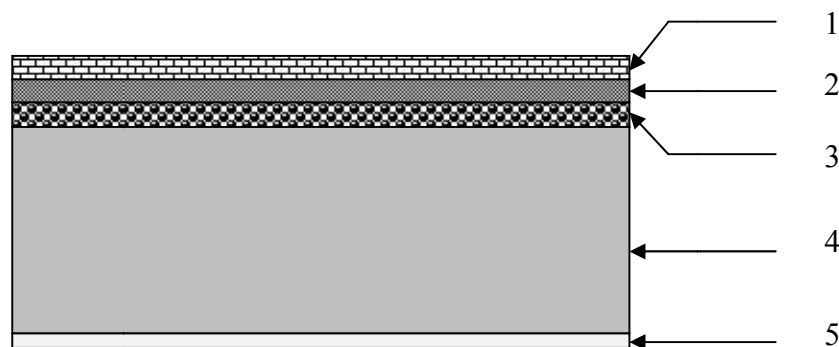


Figure. II.6 : Coupe d'une dalle pleine.

La charge permanente d'une dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale G_{tot}				5.31

Tableau II.5 : Charge permanente d'une dalle pleine.

❖ Maçonnerie

▪ Murs extérieurs

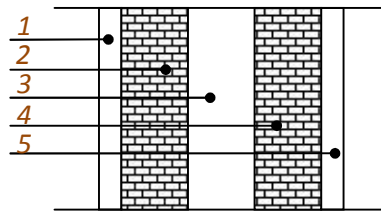


Figure II.7 : Coupe d'un mur simple double parois.

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit-ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.9
3	L'âme d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.15	09	1.35
5	Enduit-plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_{tot}				2.81

Tableau II.6 : Charge permanente d'un mur extérieure.

▪ Murs intérieurs

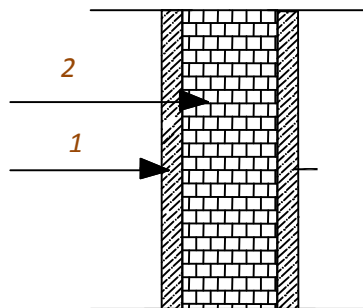


Figure II.8 : Coupe d'un mur simple parois.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit-plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_{tot}				1.10

Tableau II.7 : Charge permanente d'un mur intérieure.

❖ Acrotère

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrée dans le schéma ci-dessous, vont nous permis de déterminer la charge permanente correspondante :

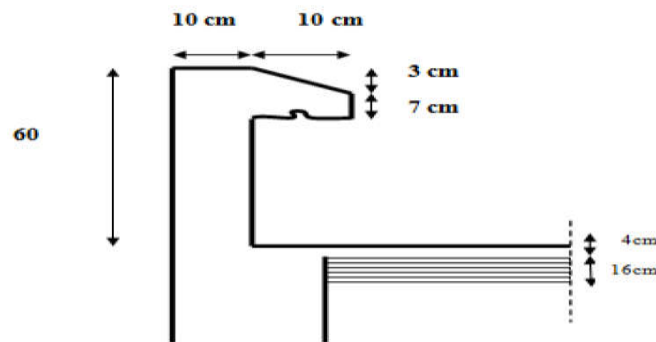


Figure II.9 : Acrotère.

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0685$$

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

II.6.2. Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR dans le tableau suivant :

Éléments	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Acrotère	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher du RDC a usage commercial	5
Escaliers	2.5
Balcons	3.5

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

II.7. Dégression vertical des surcharges d’exploitation

D’après le règlement (DTR B.C.2.2) la loi de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux **ou** les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendante. C’est le cas des bâtiments à usages d’habitations. Les niveaux occupe par les locaux industrielles ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux ce qui est le cas de notre bâtiment

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$

Les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ sont donnée dans le tableau suivant :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II.9 : les valeurs de coefficient $(\frac{3+n}{2n})$.

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q₀ : surcharge d’exploitation à la terrasse.

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

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

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

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

.

.

.

$\Sigma_n = Q_0 + (\frac{3+n}{2n}) \cdot \sum_{i=1}^n Q_j$ Pour $n \geq 5$

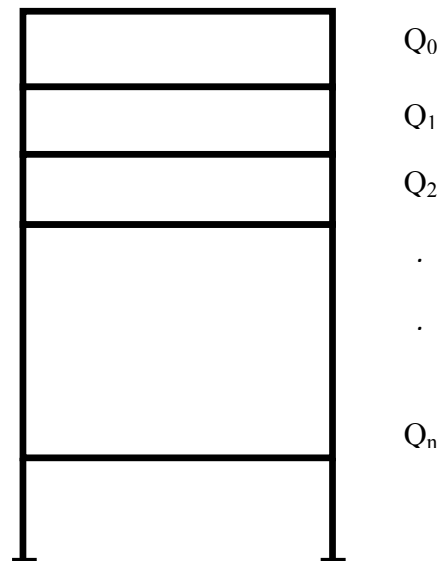


Figure II.10 : Dégression verticale des surcharges d’exploitation.

Les Surcharges cumulées

Niveau 09 : $Q_0 = 14.80 \text{KN}$

Niveau 08 : $Q_0 + Q_1 = 14.80 + 22.20 = 37 \text{KN}$

Niveau 07 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.80 + 0.95(2 \times 22.20) = 56.98 \text{KN}$

Niveau 06 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.80 + 0.90(3 \times 22.20) = 74.74 \text{KN}$

Niveau 05 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.80 + 0.85(4 \times 22.20) = 90.28 \text{KN}$

Niveau 04 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.80 + 0.80(5 \times 22.20) = 103.60 \text{KN}$

Niveau 03 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.80 + 0.75(6 \times 22.20) = 114.7 \text{KN}$

Niveau 02 : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.80 + 0.714(7 \times 22.20) = 125.75 \text{KN}$

Niveau 01 : $Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.80 + 0.687(8 \times 22.20) = 136.81 \text{KN}$

RDC: $Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14.80 + 0.666(8 \times 22.20 + 37) = 157.72 \text{KN}$

II.7.1. Charges et surcharges revenants au poteau les plus sollicité

a) Poteau plus sollicité

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande influence est le poteau E3.

b) Calcul de la surface d'influence

C'est la surface du plancher **afférente** au poteau.

$$S1 = 2 \times 1.85 = 3.7 \text{m}^2$$

$$S_t = 4 \times S1 = 4 \times 3.7 = 14.80 \text{m}^2$$

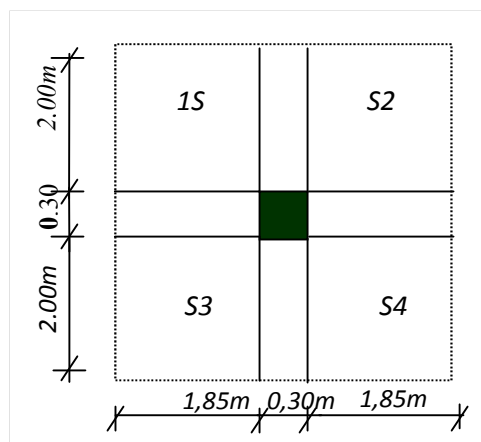


Figure II.11. le poteau le plus sollicité.

➤ **Les Charges permanentes**

❖ **Poids propre revenant pour chaque plancher**

Pour calculer le poids d'un plancher, il suffit d'effectuer le produit de son poids surfacique par sa surface, comme le montre la formule suivante : $P = G \times S_n$

Avec :

S_n : surface nette du plancher considéré

G : charge permanente sur le plancher

• **Plancher terrasse**

$$G_{pt} = 14.80 \times 5.72 = 84.65 \text{ KN.}$$

• **Plancher étage courant**

$$G_{ec} = 14.80 \times 5.10 = 75.48 \text{ KN.}$$

❖ **Poids propre revenant pour chaque Poutres :**

$$P = \rho \times V$$

Avec :

ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$)
Pour le béton armé.

V : volume de la poutre.

✓ **Poutres principale**

$$p_{pp} = [(0.30 \times 0.40) (2.00+2.00)] \times 25 = 12.00 \text{ KN.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$p_{pc} = [(0.3 \times 0.35) (1.85+1.85)] \times 25 = 9.71 \text{ KN}$$

✓ **Poids totales des poutres :**

$$P_{\text{ptot}} = P_{pp} + P_{pc} = 12.00 + 9.71 = 21.71 \text{ KN}$$

❖ **Poids propre revenant pour chaque Poteaux :**

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

$$P = \rho \times v \quad \Longrightarrow \quad P = h \times S \times \rho$$

Avec:

ρ : Poids volumique du matériau qui compose le poteau, ($\rho = 25\text{KN}$) pour le béton armé

V : volume du poteau considéré

- RDC $P1 = 0.50 \times 0.50 \times 25 \times 4.08 = 25.50\text{KN}$
- pour 1^{er} étage $P1 = 0.50 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = 19.12\text{KN}$
- pour 2^{eme} et 3^{eme} étage $P1 = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15.49\text{KN}$
- pour 4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme} étage $P2 = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24\text{KN}$
- pour 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} étage $P3 = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 9.37\text{KN}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le poids de la surcharge revenant a chaque plancher est calcule a partir de la formule suivante :

$$Q = q \times S_n$$

avec :

q : surcharge revenant au plancher considéré fixée par le **(DTR B.C.2.2)**

S_n : surface de contact de la surcharge.

- Plancher terrasse inaccessible :
 $Q_0 = 1.00 \times 14.80 = 14.80 \text{ KN}$
- Planche à usage d'habitation :
 $Q_1 = Q_2 = \dots \dots Q_8 = 1.5 \times 14.80 = 22.20 \text{ KN}$
- Planche de RDC (service proprement dits) on a pris 2.5 car le plancher de RDC c'est le sol de l'étage de service
 $Q_{\text{rdc}} = 2.5 \times 14.80 = 37 \text{ KN}$

La descente des charges est donnée dans le tableau suivant

Niv	Charges permanentes [KN]					Surcharge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N = G _c +Q _c [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _{tot}	G _{um}	plancher	cumule		Section trouvée	Section adoptée
9	84.65	9.37	21.71	115.73	115.73	14.80	14.80	130.53	87.02	35×35
8	75.48	9.37	21.71	106.56	222.29	22.20	37.00	259.29	172.86	35×35
7	75.48	9.37	21.71	106.56	328.85	22.20	59.20	388.05	258.70	35×35
6	75.48	12.24	21.71	109.43	438.28	22.20	81.40	519.68	346.45	40×40
5	75.48	12.24	21.71	109.43	547.71	22.20	103.60	651.31	434.20	40×40
4	75.48	12.24	21.71	109.43	657.14	22.20	125.80	782.94	521.96	40×40
3	75.48	15.49	21.71	112.68	769.82	22.20	148.00	917.82	611.88	45×45
2	75.48	15.49	21.71	112.68	882.50	22.20	170.20	1052.70	701.80	45×45
1	75.48	19.12	21.71	116.31	998.81	22.20	192.40	1191.21	794.14	50×50
RDC	75.48	25.50	21.71	122.69	1121.50	37.00	229.40	1350.90	900.6	50×50

Tableau II.10: Récapitulatif de la descente de charges.

D'où les sections adoptées :

- RDC et 1^{er} niveau. —————> (50 × 50) cm².
- niveau 2^{eme} et 3^{eme}. —————> (45 × 45) cm².
- Niveau 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme}. —————> (40 × 40) cm².
- Niveau 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme}. —————> (35 × 35) cm².

II.8. Les vérifications relatives aux exigences de RPA:

➤ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations de l'RPA (Art-7.4.1)**

- Min (b₁, h₁) ≥ 25cm en zone IIa.
- Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Étages (1...9)} & h_e = 306-40=266\text{cm} \\ \text{RDC} & h_e = 408-40=368\text{cm} \end{array} \right.$$

✓ Etages(7,8,9)

- $\text{Min}(b, h) = \text{min}(35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 35\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ Etages (4,5,6)

- $\text{Min}(b, h) = \text{min}(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 40 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ Etages (2,3)

- $\text{Min}(b, h) = \text{min}(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ Etage (1)

- $\text{Min}(b, h) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 50\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{50}{50} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

✓ RDC

- $\text{Min}(b, h) = \text{min}(50\text{cm}, 50\text{cm}) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b, h) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{50}{50} = 1 < 4$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 2003 page 110})$$

Avec λ : Elancement du poteau.
 L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : Distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Avec

I : Moment d'inertie.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{1}{bh}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

✓ Poteau du RDC (50×50) cm ²	$L_0 = 4.08\text{m}$	→	$\lambda = 19.78 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 1 ^{er} étage (50×50) cm ²	$L_0 = 3.06\text{m}$	→	$\lambda = 14.84 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 2 ^{eme} et 3 ^{eme} (45×45) cm ²	$L_0 = 3.06\text{m}$	→	$\lambda = 16.49 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} (40×40) cm ²	$L_0 = 3.06\text{m}$	→	$\lambda = 18.55 < 35$	vérifiée.
✓ Poteaux du 7 ^{eme} , 8 ^{eme} et 9 ^{eme} (35×35) cm ²	$L_0 = 3.06\text{m}$	→	$\lambda = 21.20 < 35$	vérifiée.

❖ **Conclusion :**

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

➤ **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1 du RPA99-V03) :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme,

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

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

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

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

- Pour le poteau de (50x50) cm² :

$$\frac{1350.90}{50*50*25} = 0.021 < 0.3 \dots\dots CV$$

- Pour le poteau de (45x45) cm² :

$$\frac{1052.70}{45*45*25} = 0.020 < 0.3 \dots\dots CV$$

- Pour les poteaux de (40x40) cm² :

$$\frac{782.94}{40*40*25} = 0.019 < 0.3 \dots\dots CV$$

- Pour les poteaux de (35x35) cm² :

$$\frac{388.05}{35*35*25} = 0.012 < 0.3 \dots\dots CV$$

Chapitre III :

Calcul des éléments.

III.1. Calcul du plancher :

Le bâtiment dispose de deux types de planchers ; à savoir les planchers en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposées suivant la petite portée et des dalles pleines qui seront prévues pour les balcons

Les poutrelles sont de section en Té, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et supplément de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III.1.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par **BAEL 99 (Art B.6.8, 423)**

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

A) Armatures \perp aux poutrelles

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

Soit $7T5 = 1.37 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 15 \text{ cm}$

B) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.37}{2} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 7T5 = 0.68 \text{ cm}^2$ avec $e = 15 \text{ cm}$

Conclusion

Nous optons, pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 x 5 x 150 x 150)

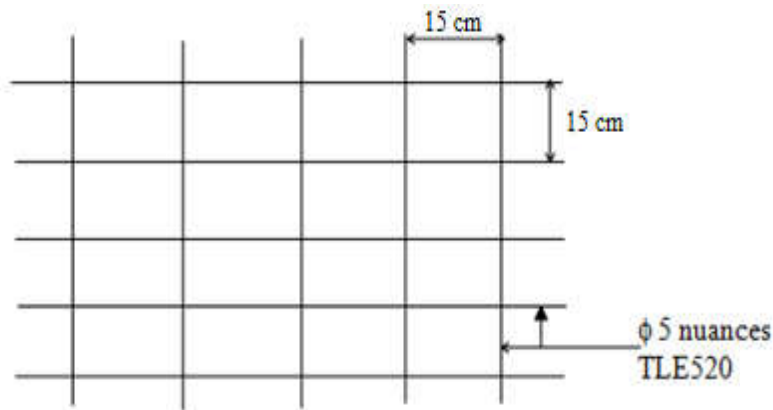


Figure III.1.1: Ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2. Détermination de la largeur de la table de compression (Art A.4.1.3 / BAEL 99)

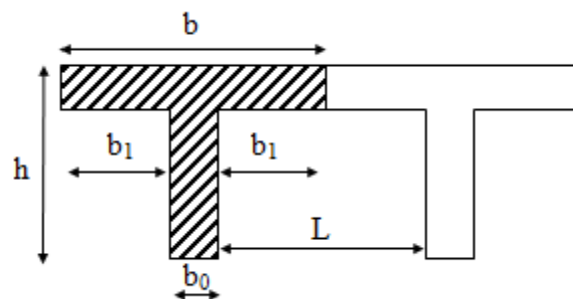


Figure III.1.1: Schéma de la table de compression.

Avec

$h = (16+4) = 20\text{cm}$; hauteur du plancher

$h_0 = 4\text{ cm}$; épaisseur de la dalle de compression

$C = 2\text{ cm}$; enrobage

$b_0 = 12\text{ cm}$; largeur de la poutrelle

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0\right)$$

Avec L : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12\text{ cm} = 53\text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}, 24 \leq b_1 \leq 32\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5\text{cm}; 40\text{cm}, 32\text{cm})$$

On prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression.

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

III.1.2. Étude des poutrelles :

Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+4 \text{ cm}$

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

➤ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- **Charge permanente G**

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

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

Poids total : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times 1 = 2.49 \text{ KN/ml}$$

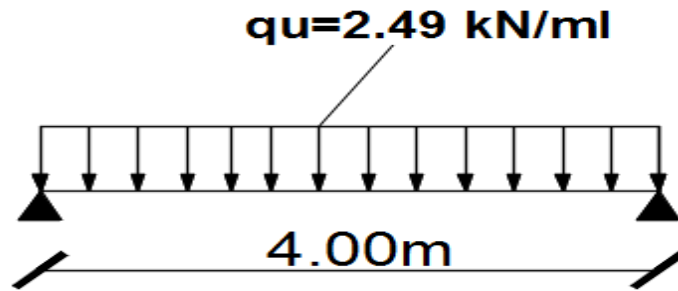


Figure III.1.2: Schéma de calcul de la poutrelle.

Le moment maximal en travée :

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.49 \times 4^2}{8} = 4.98 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.49 \times 4}{2} = 4.98 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.98 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.30$$

$$\mu_b = 7.30 \gg \gg \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SDA})$$

❖ **Conclusion :**

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).

➤ **2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, de section en T

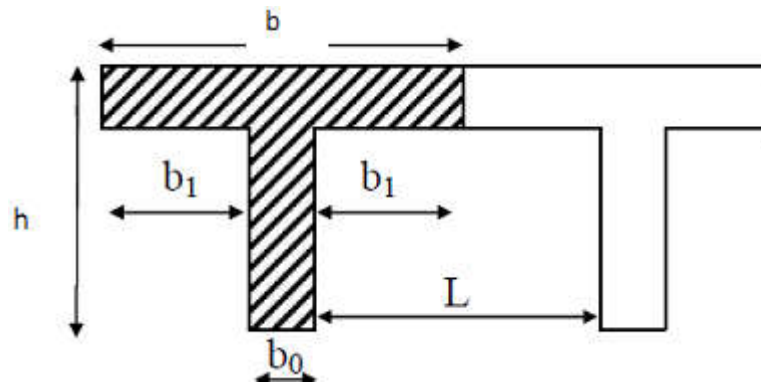


Figure III.1.3: Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

❖ Poids du plancher repris par la poutrelle

a) Plancher étage courant :

Charges permanentes : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

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

b) Plancher RDC (commerce) :

Charges permanentes : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

c) Plancher étage de service :

Charges permanentes : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

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

d) Plancher terrasse :

Charges permanentes : $G = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ KN/ml}$

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

❖ Combinaison de charges

a) Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 0.975 = 5.937 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.290 \text{ KN/ml}$

b) Plancher RDC (commerce) :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 1.625 = 6.912 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 1.625 = 4.940 \text{ KN/ml}$

c) Plancher étage de service :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 0.975 = 5.937 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.290 \text{ KN/ml}$$

d) Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.718 + 1.5 \times 0.65 = 5.994 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.718 + 0.65 = 4.368 \text{ KN/ml}$$

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce) est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

III.1.3. Calcul des efforts internes:

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**
[Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99]

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Conditions d'applications de la méthode forfaitaire**

Condition 1

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q \leq (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 5.10 = 10.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \leq (10.76 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) \rightarrow **Condition vérifiée**

Condition 3

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

Application numérique : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.2$

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	4.00	1.025	Condition vérifiée
L_2	3.90		
L_2	3.90	0.975	Condition vérifiée
L_3	4.00		
L_3	4.00	1.00	Condition vérifiée
L_4	4.00		
L_4	4.00		
L_5	4.00	1.00	Condition vérifiée
L_5	4.00		
L_5	4.00	1.025	Condition vérifiée
L_6	3.90		
L_6	3.90	0.975	Condition vérifiée
L_7	4.00		

Tableau III.1.1: Rapport des portées successives.

Condition 4

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → **Condition vérifiée**

❖ **Conclusion :**

Les 4 conditions vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable. Le calcul se fera par la méthode forfaitaire.

III.1.4. Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment

« M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charge que la travée considérée.

III.1.4.1. Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considéré

$$\begin{cases}
 M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\
 \text{Avec} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\
 M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}
 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

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

0.6M₀ dans le cas d'une poutre à deux travées.

0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées

0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

0.3M₀ pour les appuis de rive semi encastrés

III.1.4.4. Application de la méthode :

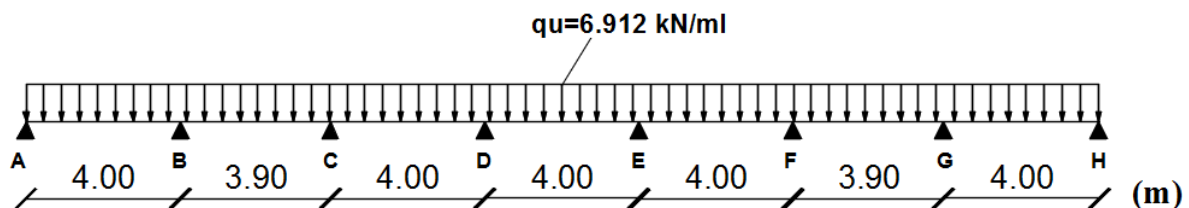


Figure III.1.5: Schéma statique à l'ELU.

- Calcul du rapport des charges α

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1.625}{1.625+3.315} = 0.328 \qquad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

- Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{07} = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{6.912 \times 4^2}{8} = 13.824 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{6.912 \times 3.9^2}{8} = 13.141 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_H = 0.3 M_{01} = 4.147 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_{02} = 6.570 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_C = M_D = 0.4 M_{03} = 5.529 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments fléchissant sur en travées :

A. Étude de la travée AB (de rive) :

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} (1 + 0,3\alpha) M_0 \text{ ou } 1.05M_0$$

avec $(1 + 0.3\alpha) = 1.098 > 1.05 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$M_{t_{AB}} \geq - \left(\frac{4.147 + 6.570}{2} \right) + (1.098 \times 13.824) = 9.820 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = \left(\frac{1.2 + (0.3 \times 0.328)}{2} \right) \times 13.824 = 8.974 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{AB}} = M_{t_{GH}} = 9.820 \text{ KN.m}$

B. Étude de la travée BC

$$1) M_{t_{BC}} \geq - \left(\frac{6.570 + 5.529}{2} \right) + (1.098 \times 13.141) = 8.379 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{BC}} \geq \left(\frac{1 + (0.3 \times 0.328)}{2} \right) \times 13.141 = 7.217 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = M_{t_{FG}} = 8.379 \text{ KN.m}$

C. Étude des travées CD

$$1) M_{t_{CD}} \geq - \left(\frac{5.529 + 5.529}{2} \right) + (1.098 \times 13.824) = 9.649 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{CD}} \geq \left(\frac{1 + (0.3 \times 0.328)}{2} \right) \times 13.824 = 7.589$$

On prend $M_{t_{CD}} = M_{t_{DE}} = M_{t_{EF}} = 9.649$

Travée	ELU
Mt A-B	9.820
Mt B-C	8.379
Mt C-D	9.649
Mt D-E	9.649
Mt E-F	9.649
Mt F-G	8.379
Mt G-H	9.820

Tableau III.1.2: Moments en travées

Appuis	ELU KN.m
MA	4.147
MB	6.570
MC	5.529
MD	5.529
ME	5.529
MF	5.529
MG	6.570
MH	4.147

Tableau III.1.3: Moments aux appuis

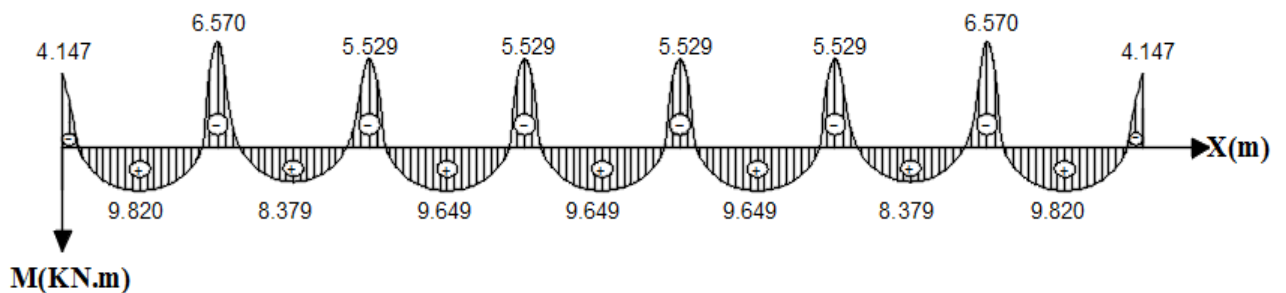


Figure III.1.6: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU

▪ Calcul des efforts tranchants : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

Travée AB : $T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.912 \times 4}{2} + \frac{(-6.570) - (-4.147)}{4} = 13.219 \text{ KN}$

$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.912 \times 4}{2} + \frac{(-6.570) - (-4.147)}{4} = -14.429 \text{ KN}$

Travée BC: $T_B = \frac{6.912 \times 3.9}{2} + \frac{(-5.529) - (-6.570)}{3.9} = 13.744 \text{ KN}$

$$T_C = -\frac{6.912 \times 3.9}{2} + \frac{(-5.529) - (-6.570)}{3.9} = -13.212 \text{ KN}$$

Travée CD $T_C = \frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = 13.824 \text{ KN}$

$$T_D = -\frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = -13.824 \text{ KN}$$

Travée DE $T_D = \frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = 13.824 \text{ KN}$

$$T_E = -\frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = -13.824 \text{ KN}$$

Travée EF $T_E = \frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = 13.824 \text{ KN}$

$$T_F = -\frac{6.912 \times 4}{2} + 0 = -13.824 \text{ KN}$$

Travée FG : $T_F = \frac{6.912 \times 3.9}{2} + \frac{(-6.570) - (-5.529)}{3.9} = 13.212 \text{ KN}$

$$T_G = -\frac{6.912 \times 3.9}{2} + \frac{(-6.570) - (-5.529)}{3.9} = -13.744 \text{ KN}$$

Travée GH : $T_G = \frac{6.912 \times 4}{2} + \frac{(-4.147) - (-6.570)}{4} = 14.429 \text{ KN}$

$$T_H = -\frac{6.912 \times 4}{2} + \frac{(-4.147) - (-6.570)}{4} = -13.219 \text{ KN}$$

Travée	ELU KN	
	T(i)	T (i+1)
Mt A-B	13.219	-14.429
Mt B-C	13.744	-13.212
Mt C-D	13.824	-13.824
Mt D-E	13.824	-13.824
Mt E-F	13.824	-13.824
Mt E-F	13.212	-13.744
Mt E-F	14.429	-13.219

Tableau III.1.4: Efforts tranchant

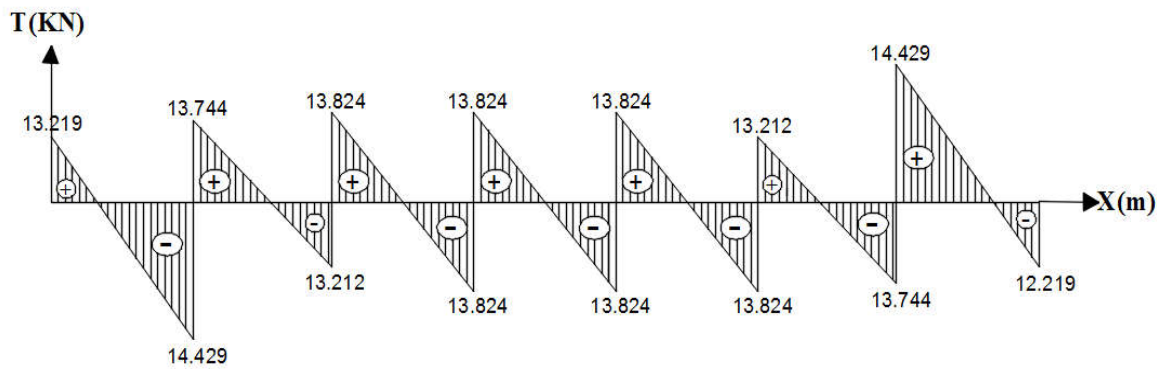


Figure III.1.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.1.5. Ferrailage à l'ELU :

➤ **Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_{amax} = 6.570 [KN.m] \quad M_{tmax} = 9.820 KN.m$$

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

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

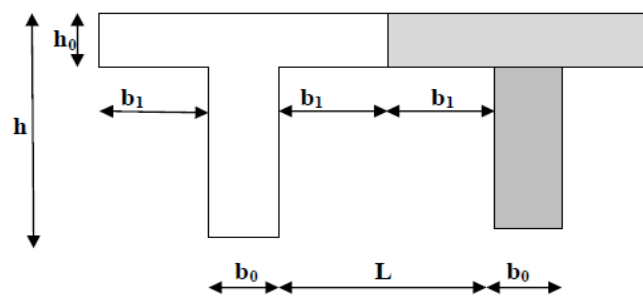


Figure III.1.8: Construction de la section en Té.

▪ **Armatures en travées :**

$$M_{tmax} = 9.820 KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

- Si $M_{tmax} > M_0$; l'axe neutre tombe dans la nervure.
- Si $M_{tmax} < M_0$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Avec :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \\ = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 9.820 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \text{ [KN.m]}$$

L'axe neutre est dans la table de compression la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$).

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.820 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,0328 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{La section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\text{On a : } \mu = 0,0328 \rightarrow \beta = 0,984 \rightarrow A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}, A_{st} = \frac{9.820 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adp} = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures aux appuis :**

$$M_{amax} = 6.570 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction. Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.570 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu = 0,119 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} A_{st} = \frac{9.820 \times 10^3}{0,936 \times 18 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adp} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion**

On adopte le ferrailage suivant :

En travée : **3HA12**

Aux appuis : **2HA12**

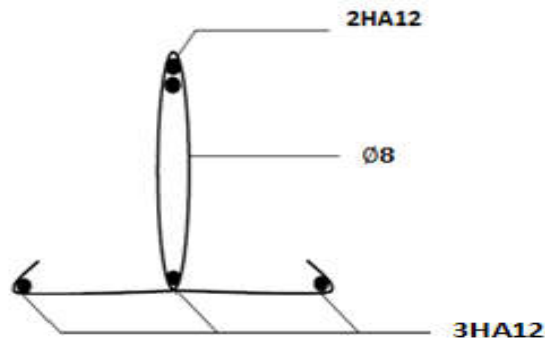


Figure III.1.9: Ferrailage de la poutrelle.

➤ **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91) :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max}\right)$$

Avec :

ϕ_l^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = (5,7 ; 12 ; 12) = 0,57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de diamètre 8 mm

Avec : $A_t = 2\phi 8 = 1 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_{t\min} \leq (0,9d, 40[\text{cm}])$$

$$S_{t\min} \leq (16,2, 40[\text{cm}])$$

Donc on prend un espacement : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en **HA8**, avec un espacement **$S_t = 15 \text{ cm}$** sur la totalité de la poutrelle.

III.1.6. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.2.1) :

▪ En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sur appuis :

$$\text{On a: } A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 [\text{cm}^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1/ BAEL91 modifié 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte τ_u , prise conventionnellement et

$$\text{égale à : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d}$$

$$\text{Avec : } V_u^{\max} = 14.429 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.429 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.668 \text{ MPa}$$

dans le cas où les armatures d'âme sont droites et les fissurations sont peut nuisibles, la contrainte $\bar{\tau}_u$:

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 [\text{MPa}]\right) \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0,668 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

a) Sur le béton :

$$\frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129.6 \text{ KN}$$

On a : $V_u^{\max} = 14.429 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Sur acier :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{amax}}{0.9 \times d} \right) \quad A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{amax}}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(14.429 + \frac{6.570 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

4. Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{amax}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec : } T_{amax} = 14.429 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{amax}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.429 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 1 \times 12} = 2.36 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Ancrage des barres aux appuis :(Art A.6.1.22.1 BAEL91 modifié 99) :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} : \text{ contrainte d'adhérence}$$

$$\phi = 12 L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.38 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : **Lc = 0.4. Ls = 20 cm**

6. Vérification de la contrainte de cisaillement :(Art. A.5.1.1 BAEL91 modifié 99)

$$V_u^{max} = 14.429 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{14.429 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.123$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art. A.5.1.2.1.1 BAEL91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4.35; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7. Vérifications à l'ELS :

III.1.7.1. Combinaison de charge a L'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0.65 = (5.10 + 2.5) \times 0.65.$$

$$q_s = 4.94 \text{ KN/m}$$

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

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.94}{6.912} = 0.714$$

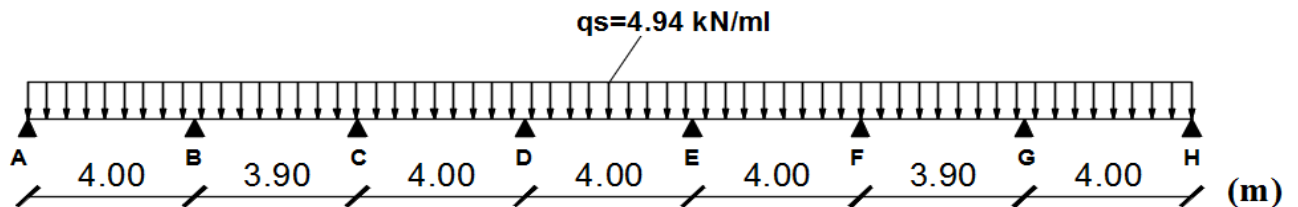


Figure III.1.10: Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

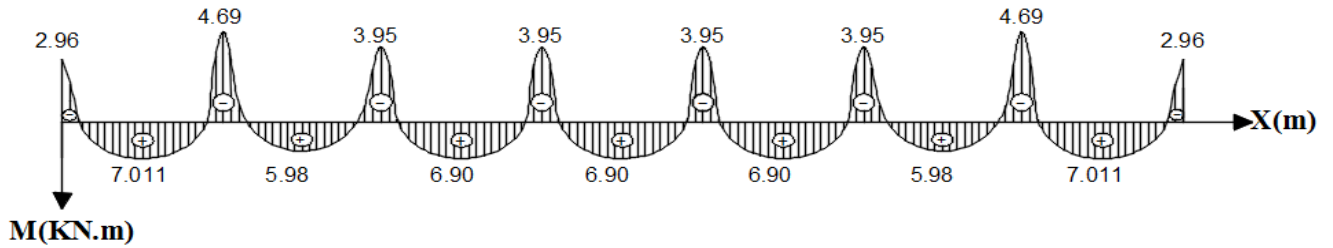


Figure III.1.11: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **État limite d'ouverture des fissures :** (Art A.4.5, 3 BAEL91 modifié 99), (Art B 6.5.2/ BAEL91 modifié 99)

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

- **État limite de résistance du béton à la compression :** (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} \text{ Avec}$$

Et que dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ avec ; $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

$\beta_1 ; K_1$: valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d}$

➤ **Contrainte dans le béton :**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05 \rightarrow \beta_1 = 0.858, K_1 = 20.21$$

$$M_a = 4.69 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{4.69 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 134.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.21} = 0.049$$

$$\sigma_{bc} = 134.37 \times 0.049 = 6.584 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569, \beta_1 = 0.837, K_1 = 15.67$$

$$M_t = 7.011 [\text{KN.m}] \rightarrow \sigma_{st} = \frac{7.011 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 137.27 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15.67} = 0.064$$

$$\sigma_{bc} = K_1 \times \sigma_{st} = 137.27 \times 0.064 = 8.785 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{st} = 134.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 137.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.7.2. Vérification de la flèche (Article B.6.8.424 BAEL91) :

Les déformations des différents éléments du plancher doivent rester suffisamment faible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner des désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autre ouvrages supportés s'il en existe ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptibles de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche qui ne doit pas dépasser la valeur limite. Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.49 \times 4^2}{8} = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}; \frac{20}{400} = 0.05 \leq \frac{7.011}{10 \times 8.98} = 0,078 \quad \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}; \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

▪ **Valeur limite des flèches (Article B.6.5, 3 BAEL) :**

Les valeurs limites des flèches liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dans le cas des éléments supports reposant sur deux appuis sont :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ Pour } L \leq 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ Pour } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 4.20 < 5 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

• **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho}$$

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

Avec :

I_{fv} : module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} E_V = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 137.27 [\text{MPa}]$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n=15$).

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{20} \right)^2 \right] + 15A_t (Y_2 - c)^2$$

Y : position de l'axe neutre.

$$Y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

S_{XX} : Moment statique de la section

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée } Y_1 = \frac{(b \times h_0) \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0) \times b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + nA_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \left[\frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 3.39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3.39} = 7.44 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 [\text{cm}^4]$$

- Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.016} = 1.028$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 134.37 + 2.1} = 0.656$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 1.028 \times 0.656} = 14321.71 [\text{MPa}]$$

$$f_v = \frac{7.011 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818.86 \times 14321.71 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4000}{500}$$

$f_v = 7.24 [\text{mm}] < \bar{f} = 8 [\text{mm}] \rightarrow$ Condition vérifiée.

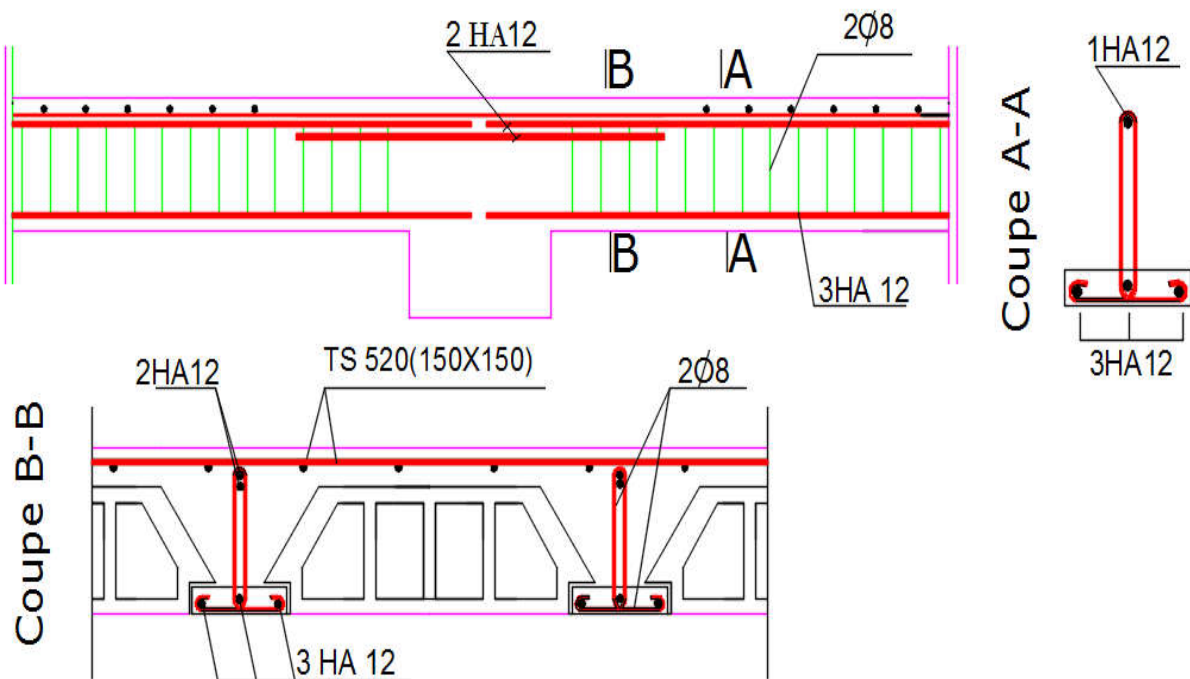


Figure III.1.12: Ferrailage de la poutrelle.

III.2. Les Balcons :

III.2.1. Introductions

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

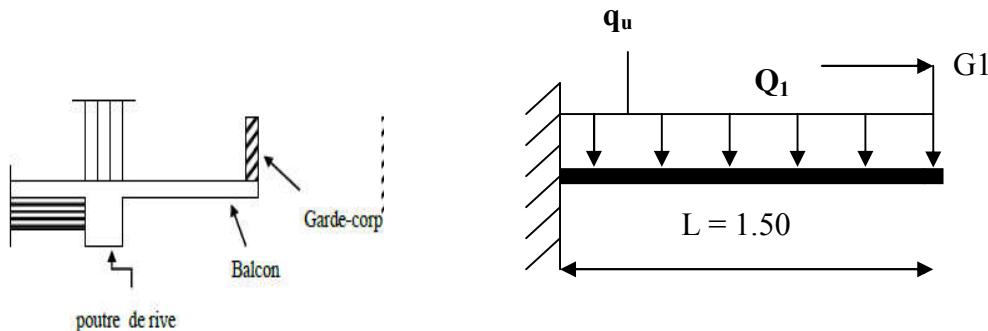


Figure III.2.1 : Schéma Statique du balcon.

q_u : charges et surcharges uniformes verticales revenant à la dalle.

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

Q_1 : charge horizontale due à la main courante.

1. dimensionnement du balcon

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm} \quad \text{Soit } e_p = 15\text{cm}$$

III.2.2. Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

On estime le poids propre du balcon comme suit :

- Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre et le poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la **flexion simple**.

-le poids propre de la dalle pleine est estimé dans le **chapitre II** par : $G = 5.31 \text{ KN/m}^2$

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

$P_{\text{mur}} = \text{Poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment, } (e_p = 2\text{cm})).$

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Hauteur (m)	Charges permanentes (KN/ml)
Brique (e _p =0.1m)	0.10	09	1.10	0.99
Enduit de ciment (e _p =2cm)	0.02×(2)	18	1.00	0.72
Somme (g)	1.71			

Tableau III.2.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

c) Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$. (DTR B.C.2.2) (Surcharge du balcon)

d) Charge due à la main courante : $q = 1 \text{ KN/m}^2$.

III.2.2.1. Combinaisons de charges à l'ELU:

➤ La dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.418 \text{ KN/ml}$.

➤ Le garde-corps : $q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.71 = 2.308 \text{ KN/ml}$.

III.2.2.2. Combinaisons de charges à l'ELS :

➤ La dalle : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$.

➤ Le garde-corps : $q_{s2} = g \times 1 \text{ m} = 1.71 \text{ KN/ml}$.

III.2.3. Calcul des moments fléchissant :

- ELU :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.418 \times 1.5^2}{2} + 2.308 \times 1.5 = 17.432 \text{ KN.m}$$

- ELS

$$M_s = \frac{q_{s2} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.81 \times 1.5^2}{2} + 1.71 \times 1.5 = 12.476 \text{ KN.m}$$

III.2.4. Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

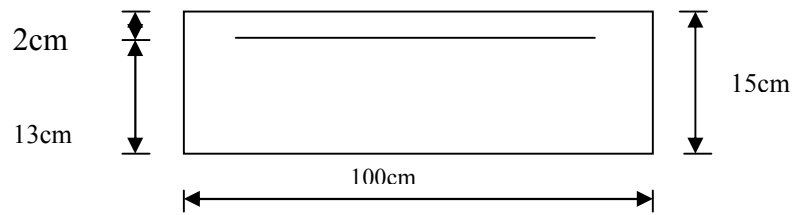


Figure III.2.2. section transversale de la dalle.

➤ Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.432 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0.072 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.963 \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 348 \text{ . MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_c} = \frac{17.432 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 4.001 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5.65 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 = 3.92 cm² avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Calcul de l'effort tranchant

$$V_U = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.418 \times 1.5 + 2.308$$

$$V_U = 20.935 \text{ KN}$$

III.2.5. Vérifications à l'ELU:

A) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Espacement des barres (BAEL 99 Art A.8.2, 42)

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Armatures répartitions : $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

C) Vérification au cisaillement (BAEL99 Art A.5.1.211)

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

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

$$\tau_u = \frac{20.935 \times 10}{100 \times 13} = 0.161 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

D) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.935 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 0.95 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

E) Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\sigma \times f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{cm} \text{ soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (BAEL99 Art A.6.1, 253) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte : $L_a = 20 \text{ cm}$.

III.2.6. Vérification à l'ELS**A. État limite d'ouverture de la fissure (BAEL 99 Art A.4.5,32)**

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

B. État limite de compression de béton

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K_1 = 34,50 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34,50} = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,476 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 188,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 188,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,029 \times 188,94 = 5,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cela veut dire qu'il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

D. Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1)

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

1. $\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
2. $\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{12,476}{10(17,432)} = 0,071 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
3. $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

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

les balcons seront ferrailés comme suit

❖ *Armatures principales : 5HA12 avec $S_t=25 \text{ cm}$*

❖ *Armatures secondaires : 5HA10 avec $S_t=25 \text{ cm}$*

Les schémas de ferrailage du balcon.

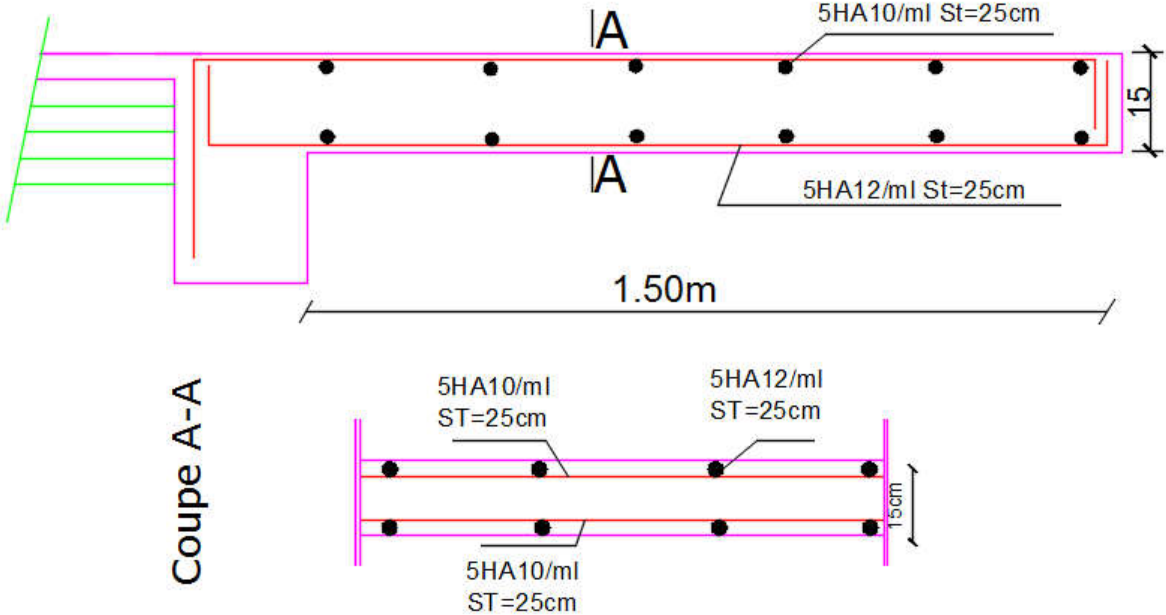


Figure III.2.3. Schéma ferrailage de la dalle pleine balcon.

III.3. Etude de la salle machine :

Notre salle machine comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur quatre cotés de caractéristiques suivantes :

- $L_x=1.70$ m
- $L_y=2.10$ m
- La vitesse de l'entraînement de l'ascenseur : $V = 1$ m /s.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée : 9 tonnes.

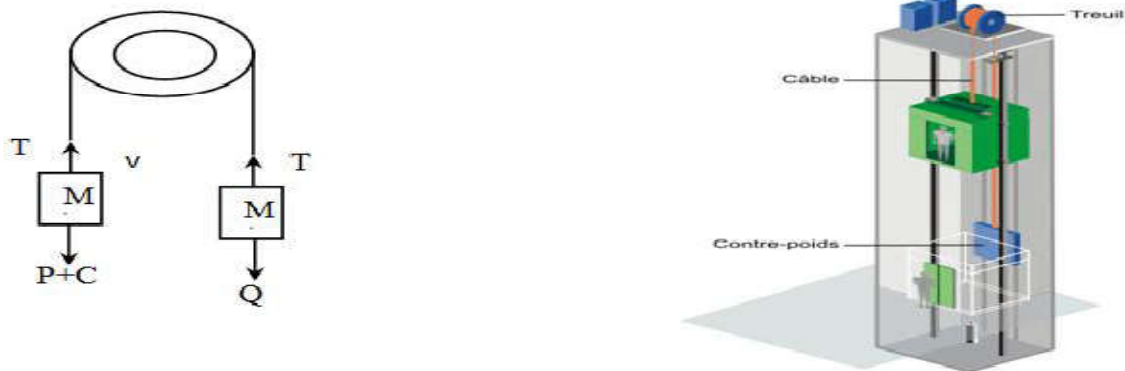


Figure III.3.1. Cage de l'ascenseur.

III.3.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III.3.1.1. Sous charges localisées :

La dalle repose sur 4 appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

a. Pré dimensionnement :

$$\text{On a : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{210} = 0.8 \leq 1$$

Dans ce cas, la dalle travaille dans deux directions.

$$h_0 \geq L_x / 30 = 170 / 30 = 5.66 \text{ cm}$$

h_0 : épaisseur minimal de la dalle pleine.

h_0 doit être au minimum égale à 12 cm selon le RPA 99 version 2003.

❖ Donc on adopte une épaisseur $h_0 = 15 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.e + h_0 \end{cases}$$

U_0, V_0 : zone dans laquelle q est concentrée

e : épaisseur de revêtement égal à 5 cm.

h_0 : hauteur de la dalle

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

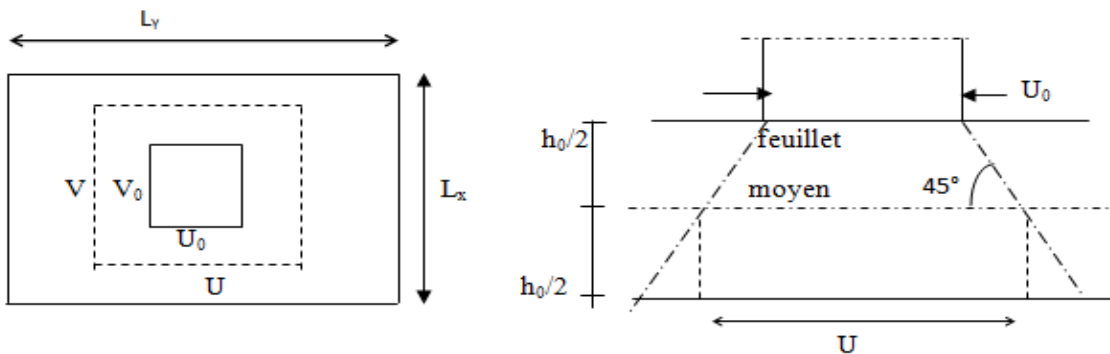
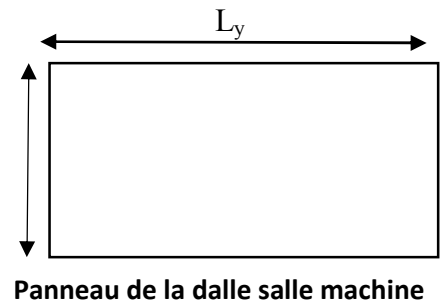


Figure III.3.2: Schéma représentant la diffusion de charges au niveau du feuillet moyen.

b. Calcul des moments à l'ELU

b.1 évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dû au système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

Avec γ : coefficient de poisson $\gamma = 0,2$ à l'ELS ; $\gamma = 0$ à l'ELU

M_1, M_2 : des coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports :

$(U/L_x; V/L_y)$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.10} = 0.8 ; \frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.70} = 0.61; \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{2.10} = 0.5$$

❖ Les abaques de PIGEAUD nous donnent $M_1 = 0.095$ $M_2 = 0.067$

❖ détermination de la charge concentrique P :

La charge déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P (M_1) = 121.5 \times 0.095 = 11.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2) = 121,5 \times 0.067 = 8.14 \text{ KN.m}$$

b.2 Évaluation des moments M_{x2}, M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge

$$M_{x2} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,8 ; \nu = 0 \rightarrow \mu_x = 0.0565 ; \mu_y = 0.595$$

- ❖ Poids propre de la dalle à l'ELU

$$G_d = \rho_b \times h_0 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

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

- ❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G_d + 1.5 Q_d = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

Ce qui nous donne :

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,56 \times (1.70)^2 = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.07 \times 0.595 = 0.63 \text{ KN.m}$$

b. 3 Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.54 + 1.07 = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.14 + 0.63 = 8.77 \text{ KN.m}$$

b.3.1 Prise en compte des conditions d'appuis

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire. En tenant compte de l'encastrement de la dalle aux appuis, les moments deviennent comme suit :

- ❖ Moment aux appuis $0,3 M_x$
- ❖ moment en travée $M_x^t = 0,85 M_x$; $M_y^t = 0,85 M_y$

En travées :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0.85 \times 12.61 = 10.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0.85 \times 8.77 = 7.45 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 12.61 = -3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times 8.77 = -2.63 \text{ KN.m}$$

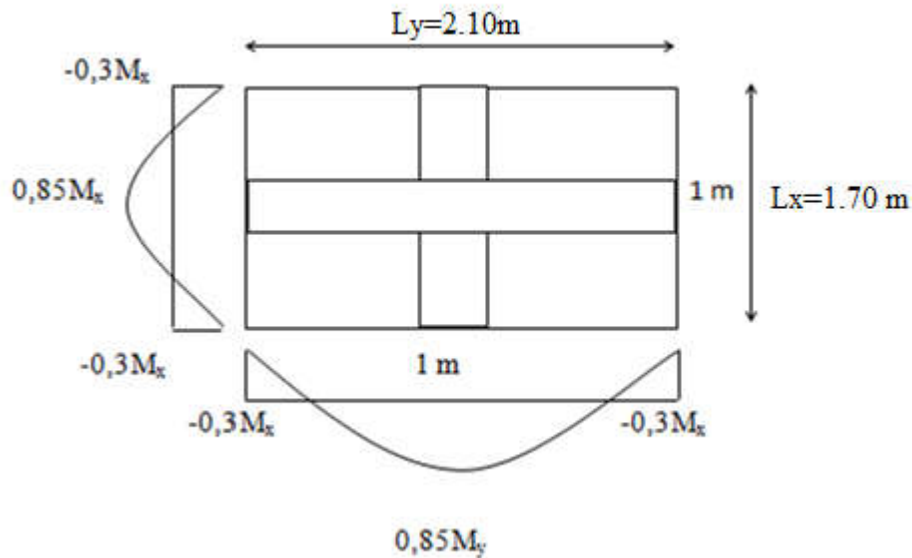


Figure III.3.3: Les moments de la dalle de la salle machine.

c. Calcul des efforts tranchants :

Charges réparties sur toute la dalle :

Les efforts tranchants max pour les bandes égales à 1 m de largeur sont :

$$\text{Au milieu de } L_y : T_y = \frac{P}{2(L_y + L_x)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2(L_y + L_x)} = \frac{6,56 \times 1,7 \times 2,1}{2(1,7 + 2,1)} = 3,08 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } L_x : T_x = \frac{P}{3(L_y)} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{3(L_y)} = \frac{6,56 \times 1,7 \times 2,1}{3(2,1)} = 3,71 \text{ KN}$$

Charge répartie sur U x V :

$$\text{Au milieu de U : } T_y = \frac{P}{2(U + V)} = \frac{121,5}{2(1,05 + 1,05)} = 28,928 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_x = \frac{P}{3(U)} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,571 \text{ KN}$$

d. Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur et de 15 cm de hauteur (épaisseur de la dalle).

- **En travée :**

- Armature // à XX

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.71 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.044 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.71 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- Armature // à YY

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.45 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,031 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9845$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.45 \times 10^3}{0,9845 \times 13 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

- Armature // à XX :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.78 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.78 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 5HA10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Armature // à YY :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.63 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.63 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 5HA10 ($A_t = 3.92 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III.3.2. Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91)

Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \frac{W_0(3-0,8)}{2} \rightarrow A_x \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \times b \cdot h$$

Avec :

A_x : la section des armatures

$b \cdot h$: section total du béton

w_0 : taux d'acier minimale (réglementaire) = 0,8‰ (acier HA Fe400).

$$A_x = \frac{0,0008 \times (3-0,8)}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x = 1,32 \text{ cm}^2$
 - Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_x = 1,32 \text{ cm}^2$
- ✓ Sens y-y :

$$W_x = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq W_0 \rightarrow A_y \geq W_0 \times b \cdot h$$

$$A_y = W_0 \times b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- En travées : $A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{\text{adoptée}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_x = 1,2 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement :**

Avec : $T_{\max} = 38,571 \text{ KN}$, $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$, $e_p = 15 \text{ cm}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,571 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification au poinçonnement :**

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 10^3 \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles.

III.3.3. Vérification à l'état limite de service :**a) Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :**

$$M_{x1} = P (M_1 + \gamma M_2)$$

$$M_{y1} = P (M_2 + \gamma M_1)$$

À l'ELS :

$$P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0,095 + 0,2 \times 0,067) \rightarrow M_{x1} = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,067 + 0,2 \times 0,095) \rightarrow M_{y1} = 7.74 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0632 \times 4.75 \times (1.7)^2 = 0.867 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.710 \times 0.867 = 0.615 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.75 + 0.867 = 10.617 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.74 + 0.615 = 8.355 \text{ KN.m}$$

d) Prise en compte des conditions d'appuis :**En travées :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10.617 = 9.024 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.355 = 7.101 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 10.617 = -3.185 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 8.355 = -2.506 \text{ KN.m}$$

III.3.3.1 Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :**▪En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10.71}{9.024} = 1.18 ; \mu_b = 0.044 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0562$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34 > \alpha = 0.0562 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.78}{3.185} = 1,186 ; \mu_b = 0,01 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,186 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,343 > \alpha = 0,0126 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.45}{7.101} = 1,049 ; \mu_b = 0.031 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0393$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,049 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,274 > \alpha = 0,0252 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.63}{2.506} = 1,049 ; \mu_b = 0.01 \xrightarrow{\text{tableau}} \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,049 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,274 > \alpha = 0,01 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

III.3.3.2 État limite de fissuration: (BAEL99 Art 4.5.32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

III.3.3.3 Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : hauteur de la dalle

M_{tu} : moment en travée dans le sens x-x

M_x : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m de largeur.

A_x : section d'armature /ml

b : largeur de la bande ; égale à 1m

d : hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{170} = 0.088$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{10.71}{20 \times 10.617} = 0,05$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,088 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.05 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad (\text{BAEL99 Art 4.5.32})$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

$$\frac{A_{tx}}{b \times d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Sens x-x :**
 - Appuis : **5HA10** = 3.92 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
 - Travée : **5HA12** = 5.65 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
- **Sens y-y :**
 - Appuis : **5HA10** = 3.92 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm
 - Travée : **5HA12** = 5.65 cm²/ml avec un espacement $S_t = 25$ cm

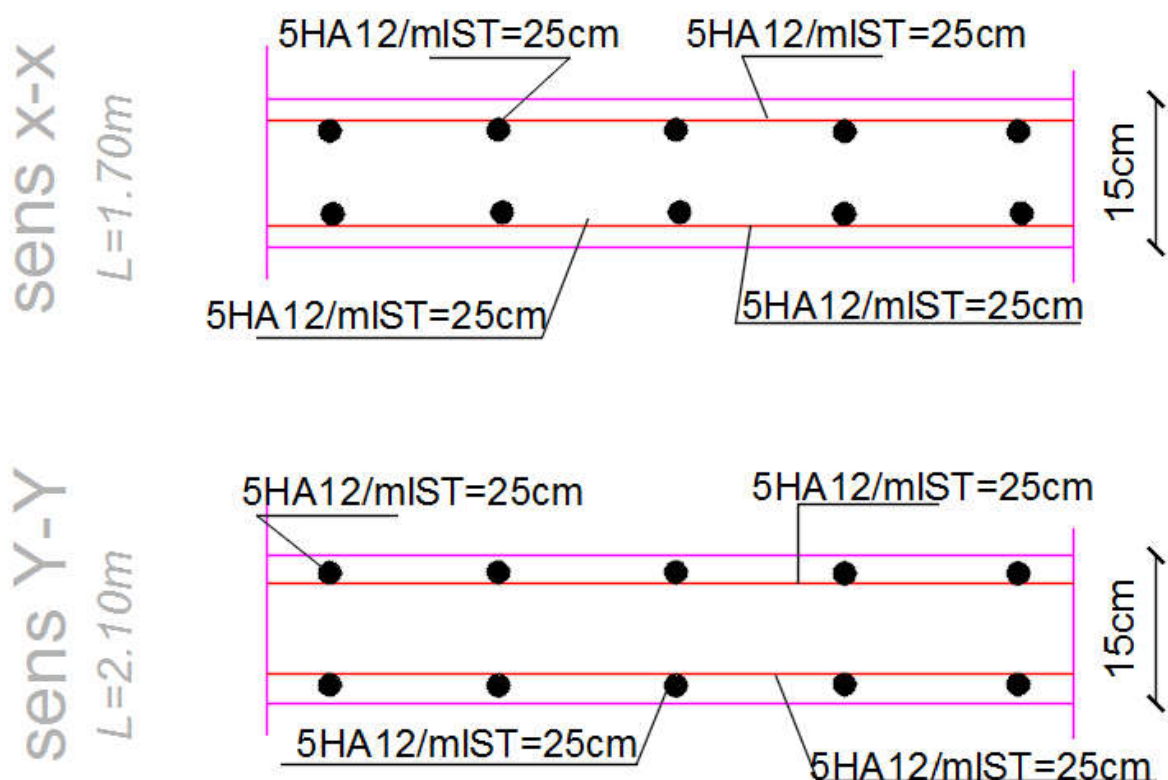


Figure III.3.4: Ferrailage de la dalle plane salle machine.

III.4. Calcul des escaliers :

➤ Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

III.4.1. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Fig.

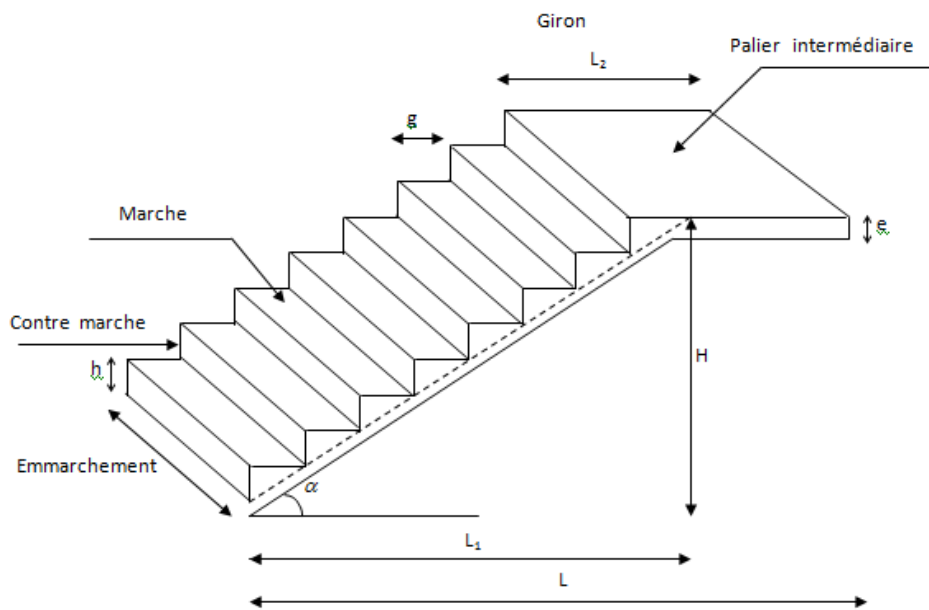


Figure III.4.1: Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron(g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre marches.
- **L'embranchement(E)** : représente la largeur de la marche.

➤ *Notations utilisées :*

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- L_l : portée de la paillasse.
- li : longueur de la paillasse projetée.

III.4.2 Cage d'escalier :

Notre structure est dotée d'une seule cage d'escalier qui comporte :

-trois volées pour le RDC

-deux volées pour l'étage courant.

III.4.3 Dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et des contre marches se fera par la formule de

« **BLONDEL** » suivante : $59 \leq 2h + g \leq 66$ [cm]

Où : **h** : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$, $g=30\text{cm}$

a) Nombre de contre marches :

➤ **Pour l'étage courant :**

On opte pour une hauteur de marche **$h = 17$ cm.**

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

b) Nombre de marches

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

c) Vérification de la relation de BLONDEL

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

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66$ cm → la relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

d) Emmarchement :

$$E = 1.65\text{m}$$

E) Dimensionnement de la paillasse :

- Etude de la volée intermédiaire de l'étage courant:

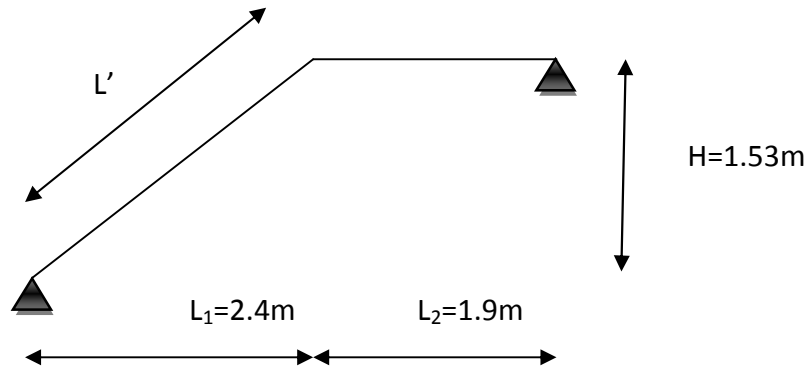


Figure III.4.2 : Schéma correspond à la volée de l'escalier.

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur réelle de la paillasse ; $L = L' + L_2$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$L_1 = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1}, \quad H : \text{représente la hauteur de la volée}$$

$$H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos 32.51} = 2.846 \text{ m}$$

$$L = 284.6 + 190 = 474.6 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{474.6}{30} \leq e_p \leq \frac{474.6}{20} \quad \longrightarrow \quad 15.82 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.73 \text{ cm} \quad e_p = 20 \text{ cm}$$

III.4.4. Détermination des charges et surcharges:

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1) Charge permanente

➤ Volée

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2	25	2.125
Garde corps	/	/	0.2
Paillasse	Ep/cosa	25	5.925
G_{tot}=			9.81

Tableau III.4.1: Charges permanentes de la volée.

➤ Le palier

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.2	25	5
G_{tot}=			6.56

Tableau III.4.2: Charges permanentes de palier.

2) Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

- Palier : $Q_{pl} = 2.5 \text{KN/m}^2$

- volée : $Q_{vol} = 2.5 \text{KN/m}^2$

III.4.5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

a) Combinaison d'action :

➤ Palier

$$q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.606 \text{KN/ml}$$

➤ Volée

$$q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 9.81 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 16.993 \text{KN/ml}$$

b) Calcul les réactions d'appuis :

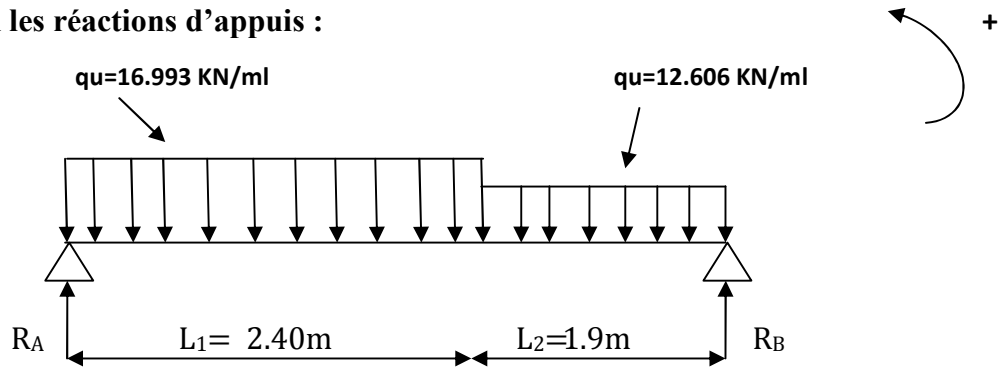


Figure III.4.3: Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU) d'étage courant.

➤ $\Sigma M/A = 0$

$$R_B \times 4.3 - [16.993 \times 2.4(2.4/2)] - [12.606 \times 1.9 \times (1.9/2 + 2.4)] = 0$$

$$R_B \times 4.3 = 129.177$$

$R_B = 30.041 \text{ KN}$

➤ $\Sigma F_V = 0$

$$R_A + R_B - (16.993 \times 2.4) - (12.606 \times 1.9) = 0$$

$$R_A + R_B = 64.734 \text{ KN}$$

$$R_A = 64.734 - 30.041 = 34.693 \text{ KN}$$

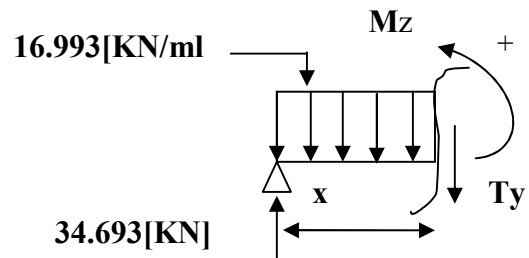
$R_A = 34.693 \text{ KN}$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

I^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = 34.693 - 16.993 x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 34.693 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = -6.090 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = 34.693x - 16.993 \frac{x^2}{2} = 34.693x - 8.496x^2$$

$$M(x) = 34.693x - 8.496 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \text{ m} \quad , \quad M(x=2.4) = 34.326 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{34.326}{16.993} = 2.02 \text{ m}$$

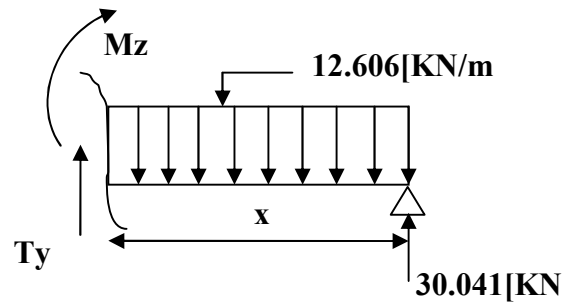
$$M^{\max}(x) = 34.693x - 8.496 x^2$$

$$M^{\max}(x=2.02) = 34.693(2.02) - 8.496 (2.02)^2 = 35.412 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.9$

$$T(x) = 12.606x - 30.041$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_y = -30.041 \text{ KN} \\ T(x=1.90) = -6.090 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M(x) = 30.041x - 12.606 \frac{x^2}{2} = 30.041x - 6.303x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.90 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.90) = 34.324 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (35.412) = -10.623 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (35.412) = 30.100 \text{ KN.m}$

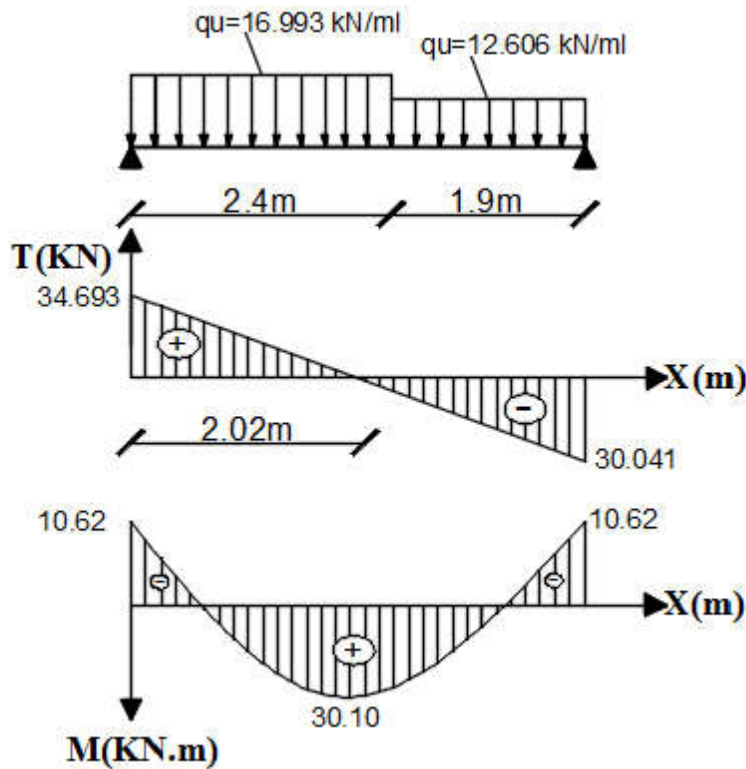


Figure III.4.4: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

❖ Ferrailage des paillasse :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants calculés précédemment pour une bande de (b = 1[m]) de largeur et de 20 cm de hauteur.

➤ Les armatures principales :

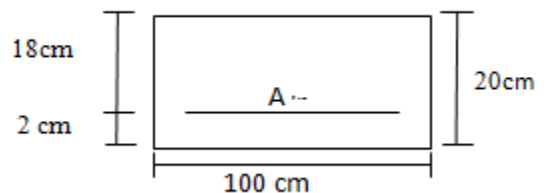
• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.623 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.023 \rightarrow \beta = 0.9885$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.623 \times 10^3}{0.9885 \times 18 \times 348} = 1.715 \text{ cm}^2$$



Soit une section de 5 HA10 ($A_a = 3.92 [cm^2]$) avec un espacement de 25 cm

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.10 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = \mathbf{0.065}$$

$$\mu = 0.065 \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.065 \longrightarrow \beta = 0.9665$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30.10 \times 10^3}{0.9665 \times 18 \times 348}$$

$$A_t = \mathbf{4.97 [cm^2]}$$

Soit une section de **5HA12** ($A_t = 5.65 [cm^2]$) Avec un espacement de **25cm**.

- **Les armatures de répartitions :**

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = \mathbf{0.98 [cm^2]}$$

Soit une section de **5HA8** ($A_a = 2.51 [cm^2]$) avec un espacement de **25 cm**.

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = \mathbf{1.4125 [cm^2]}$$

Soit une section de **5HA10** ($A_t = 3.92 [cm^2]$) avec un espacement de **25 cm**.

III.4.6. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 ART4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 [cm^2]$$

- **En travée :**

$$A_t = 5.65 [cm^2] > A_{\min} = 2.17 [cm^2] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **aux appuis :**

On a :

$$A_a = 3.92[\text{cm}^2] > A_{\min} = 2.17[\text{cm}^2] \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

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

Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \quad S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

D'après l'article [A.5.1, 1 du BAEL91] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

On a $V_u = 34.693 \text{ [KN]}$

$$\tau_u = \frac{34.693 \times 10}{100 \times 18} = 0.193 \text{ [MPa]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ [MPa]} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]} \right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier

La condition suivante [article A.5.3, 21 du BAEL] :

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

$$\tau_u = 0.193 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 3.33 [\text{MPa}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **vérification de l'adhérence des barres (article A.6.1,3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \longrightarrow V_u = 34.693 [\text{KN}]$$

Avec $\sum U_i$: la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = \pi \times n \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 1.2$$

$$\sum U_i = 18.84 [\text{cm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{34.693 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.136 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec Ψ_s coefficient de scellement ($\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA).

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

$\tau_{se} = 1.136 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_{se} = 3.15 [\text{MPa}] \rightarrow$ La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **ancrage des barres (Art.6.1 ; 23 BAEL) :**

La longueur de scellement «Ls» est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6(\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 [\text{MPa}]$$

D'où :

$$\emptyset = 12 \quad \rightarrow \quad L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est $L_{sc} = 0,4L_s$

$$L_{sc} = 0.4L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm}$$

On prend $L_{sc} = 17 \text{ cm}$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 [\text{KN}]$$

On a :

$$V_u^{\max} = 34.693 [\text{KN}] < 1080 [\text{KN}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.4.7. Détermination des efforts internes dans les escaliers à l'ELS :

Combinaison de charge :

$$\text{La pailleasse : } q_s = G + Q = 9.81 + 2.5 = 12.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le palier : } q_s = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ KN/m}^2$$

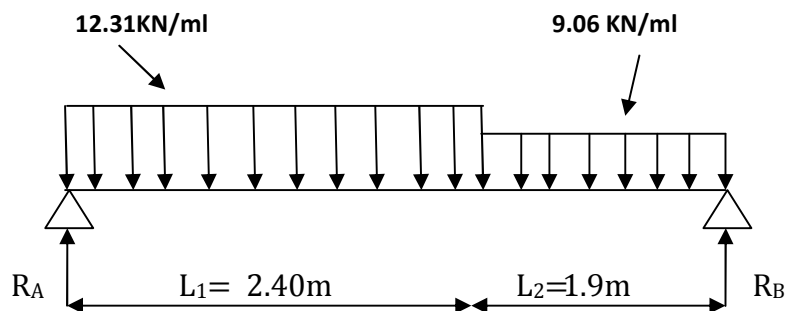


Figure III.4.5: Schéma statique à l'ELS.

• **Calculs les réactions d'appuis :**

➤ $\sum F/y = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B - (12.31 \times 2.4) - (9.06 \times 1.90) = 0$

$\Rightarrow R_A + R_B = 46.758 \text{ KN}$

➤ $\sum M/A = 0$

$\Rightarrow R_B \times 4.3 - (12.31 \times 2.4)(1.2) - (9.06 \times 1.90)(0.95 + 2.4) = 0$

$\Rightarrow R_B \times 4.3 = 93.1197$

$\Rightarrow R_B = 21.655 \text{ KN}$

$R_A = 46.758 - 21.655 = 25.103 \text{ KN.}$

$R_A = 25.103 \text{ KN.}$

➤ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

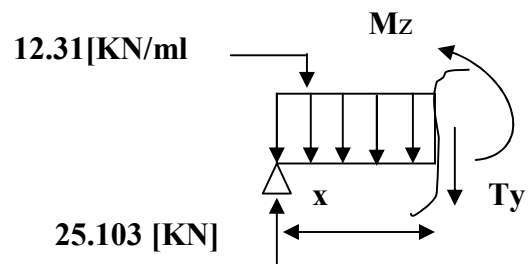
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

$T(x) = 25.103 - 12.31 x.$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 25.103 \text{ KN} \\ T(x=2.4) = -4.441 \text{ KN} \end{cases}$$

$M(x) = 25.103x - 6.155 x^2.$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2.4 \text{ m}, & M(x=2.4) = 24.794 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

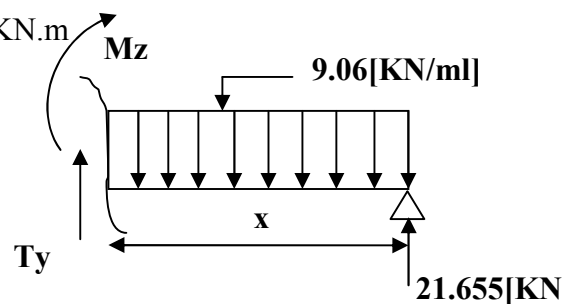
$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{25.103}{12.31} = 2.039 \text{ m}$

$M^{\max}(x=2.039) = -6.155(2.039)^2 + 25.103(2.039) = 25.595 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.9$

$T(x) = 9.06x - 21.655$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -21.655 \text{ KN} \\ T(x=1.9) = -4.441 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = 17,55x - 4,22x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.9 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.9) = 24.791 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (25.595) = -7.678 \text{ KN.}$

En travées : $M_u^t = 0.85M^{\max} = 0.85 (25.595) = 21.755 \text{ KN.m}$

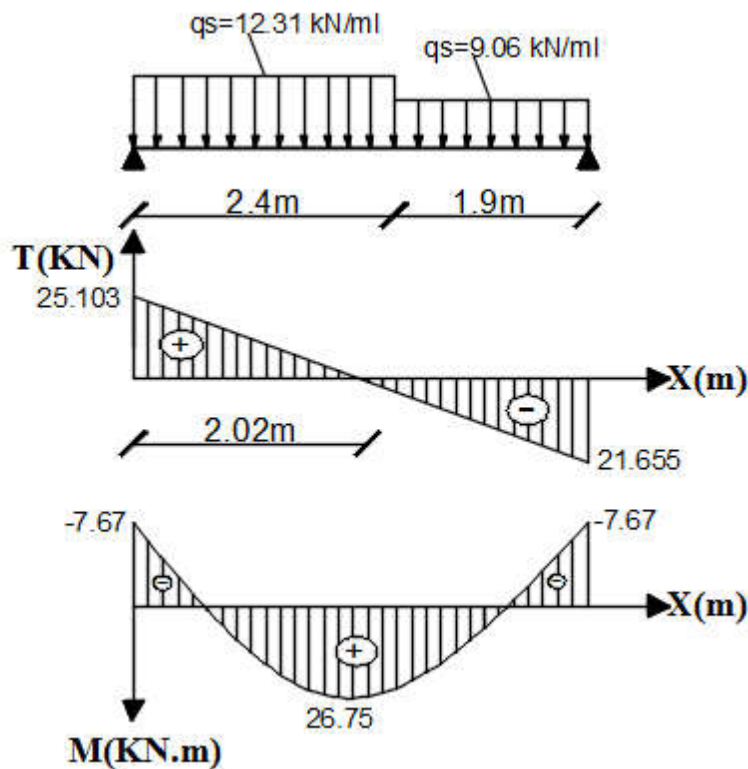


Figure III.4.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS.

III.4.8. Vérification à l'ELS

1) Ferrailage des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

➤ Armatures longitudinales

• Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7678}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0166 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0166 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.8235$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7678}{0.8243 \times 18 \times 348} = 1.488 \text{cm}^2$$

$$A_a < 3.92 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21755}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0473 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0473 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.759$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21755}{0.761 \times 18 \times 348} = 4.5758 \text{cm}^2$$

$$A_t < 5.65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

• En travées

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 25.595 = 20.755 \text{KN.m}$$

$$A_t = 5.65 \text{cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \longrightarrow \beta_1 = 0.912 ; \quad \alpha_1 = 0.264$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.264}{15(1 - 0.264)} = 0.0239$$

$$\alpha_1 = 0.264 \quad K = 0.0239$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21.755 \times 10^6}{565 \times 0.910 \times 180} = 234.55\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0246 \times 234.55 = 5.60\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.60\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \cdot M_z^{\max} = 7.678\text{KN.m}$$

$$A_a = 3.92\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 \longrightarrow \beta_1 = 0.925 ; \quad \alpha_1 = 0.225$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.225}{15(1 - 0.225)} = 0.019$$

$$\alpha_1 = 0.225 \quad \text{et} \quad K = 0.019$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7.678 \times 10^6}{392 \times 0.925 \times 180} = 117.64\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.019 \times 117.64 = 2.235\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.235\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : la hauteur de la poutre
L : longueur max entre nus d'appuis.
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$ M_t : moment max en travée.
 M_0 : valeur maximum de moment en travée
- ✓ $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures
b : longueur de la section
d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{0,2}{4,30} = 0,046 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,046 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21,755}{10 \times 25,595} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

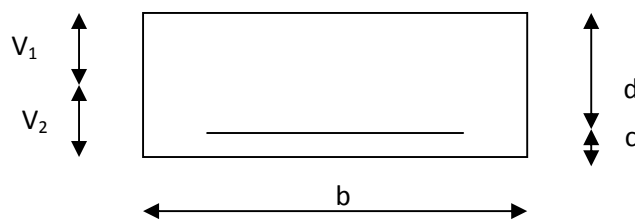


Figure III.4.7: section droite des escaliers.

$$f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6\text{mm}$$

Avec :

f : flèche due aux charges instantanée

\bar{f} : flèche admissible

E : module de la déformation différée

Ou :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

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

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{cm}^2$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68$$

Alors :

$$\begin{aligned} I_{fv} &= \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \\ &= \frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2 = 71870.22 \text{cm}^2 \end{aligned}$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 12.31 \times 10 \times 430^4}{384 \times 10818,86 \times 10^2 \times 71870,22} = 0.70 \text{cm}$$

Donc : $f = 7 \text{mm} < \bar{f} = 8.6 \text{mm} \longrightarrow$ Condition 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.

❖ **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

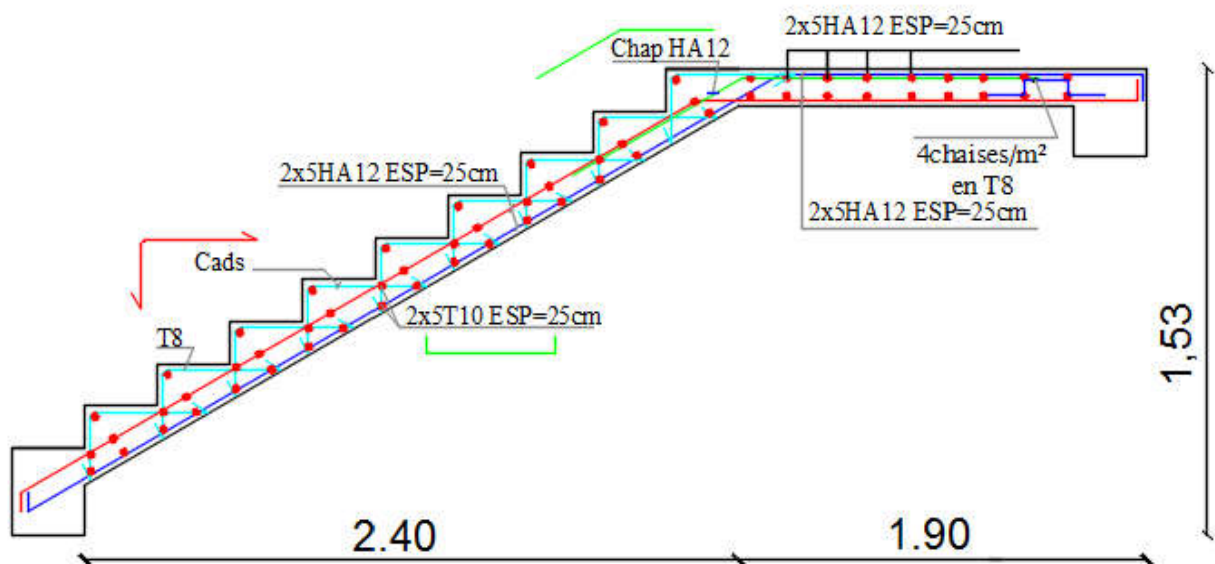


Figure III.4.8: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1. Pré dimensionnement :

Hauteur :

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

Sa portée est de 3.75m

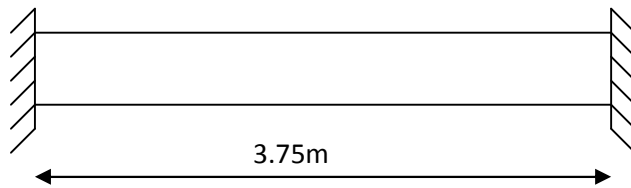


Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière.

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{3.75}{15} \leq h_t \leq \frac{3.75}{10} \Rightarrow 25\text{cm} \leq h_t \leq 37.5\text{cm}$$

35cm

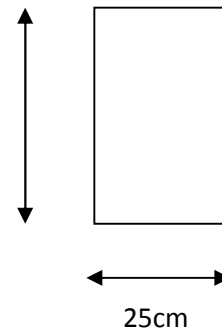


Figure III.5.2: section de la poutre palière.

On prend $h_t = 35\text{cm}$ pour plus de sécurité.

Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension ($b \times h$) = $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.187 \text{ KN/ml}$

- poids du mur $G_M = 2.81 \times 1.18 = 3.316 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30.04 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 21.655 \text{ KN}$

III.5.2. Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :

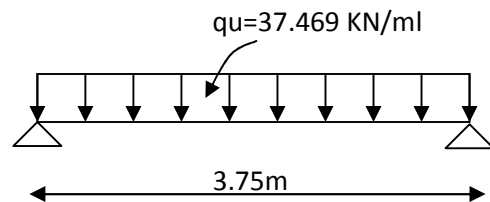


Figure III 5.3: charge de la poutre à l'ELU.

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (2.187 + 3.316) + 30.04 = 37.469 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.469 \times 3.75^2}{8} = 64.09 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{37.469 \times 3.75}{2} = 70.25 \text{ KN.}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{u_{ap}} = -0.3M_u = -19.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{tr}} = 0.85M_u = 54.47 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

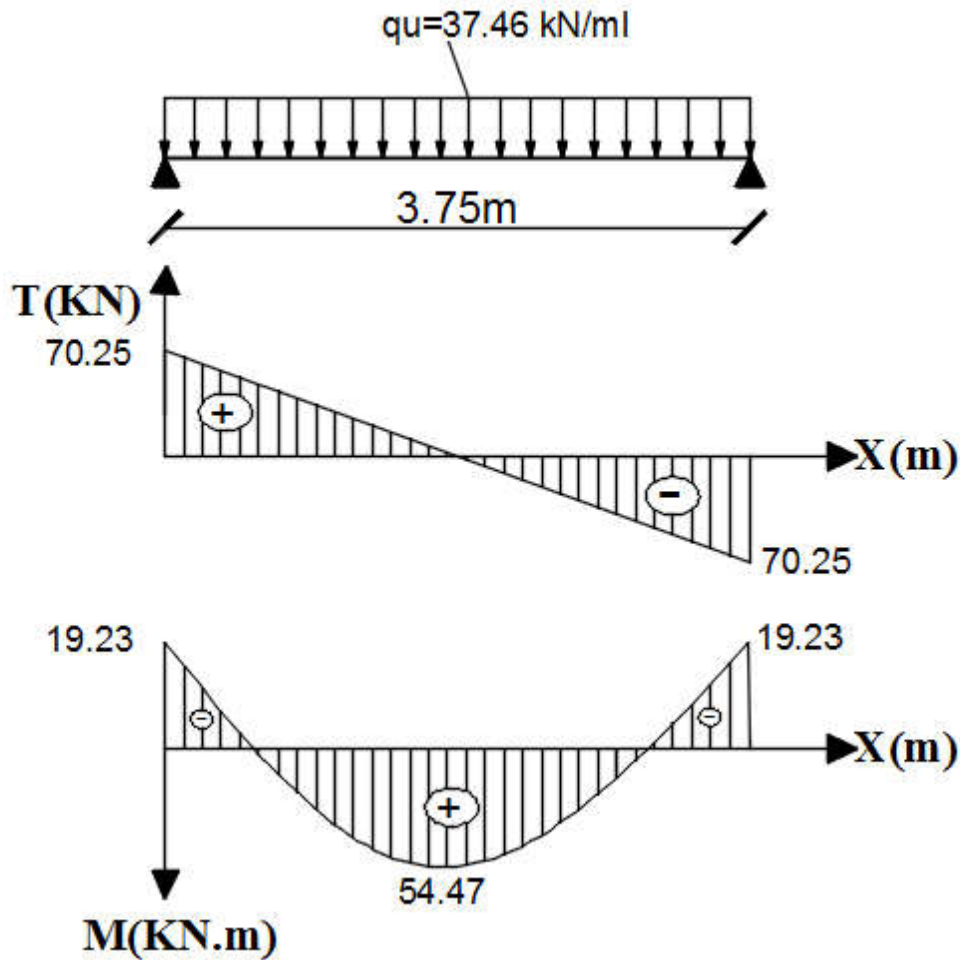


Figure III.5.4 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU.

c) Ferrailage :

En travées : $h = 35 \text{ cm} ; d = 33 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54.47 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.141$$

$$\mu_t = 0.141 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.141 \Rightarrow \beta = 0.9235$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{54.47 \times 10^3}{0.9235 \times 33 \times 348} = 5.14 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA}12 + 3 \text{ HA}10 = 5.74 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19.23 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.050 \Rightarrow \beta_1 = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.23 \times 10^3}{0.974 \times 33 \times 348} = 1.719 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ua} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.5.3. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.00 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{70.25 \times 10^3}{375 \times 330} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(70.25 \times 10^3 + \frac{19.23 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 3.88 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 3.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée

b) Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 375 \times 0.9 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 742.500 \text{ KN} > T_u = 70.25 \text{ KN}$$

\Rightarrow La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{70.25 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 13.188 \times 10} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 10 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

5) Ecartement des barres :

D'après le RPA2003 Art 7 .5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}\}$$

On prend : $S_t = 7\text{cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

6) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$.

III.5.4. Calcul à l'ELS :

- **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.187 + 3.316 + 21.655 = 27.16 \text{ KN/ml}$$

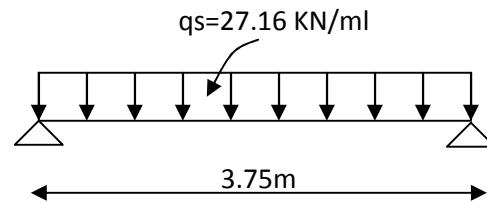


Figure III.5.5: charge de la poutre a l'ELS.

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27.16 \times 3.75^2}{8} = 47.74\text{KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{27.16 \times 3.75}{2} = 50.92 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{s_a} = -0.3M_s = -14.32\text{KN.m}$$

$$M_{s_t} = 0.85M_s = 40.58\text{KN.m}$$

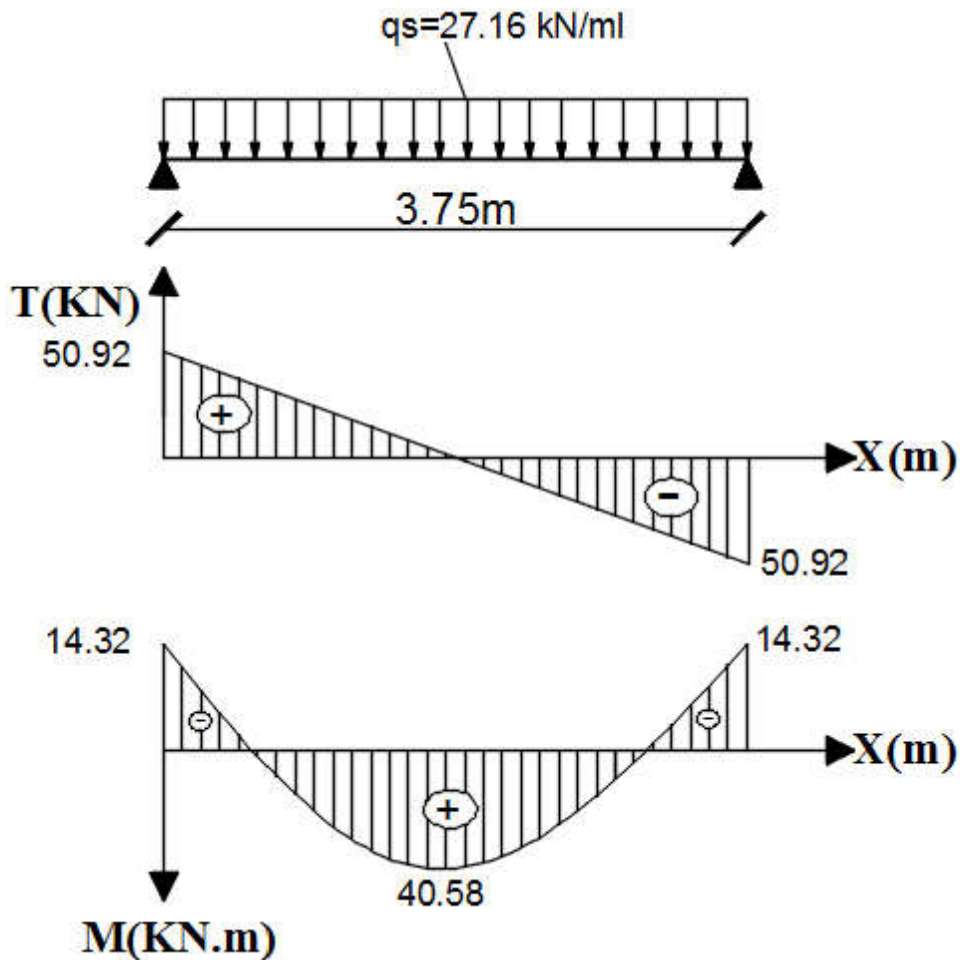


Figure III.5.6: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant a l'ELS.

1) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Aux appuis :
$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{37.5 \times 33} = 0.373$$

$$\rho_1 = 0.379 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \quad \alpha_1 = 0.285 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.285}{15(1-0.285)} = 0.026$$

$$\alpha = 0.285 \Rightarrow K=0.026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14.32 \times 10^6}{339 \times 0.905 \times 330} = 103.785 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.026 \times 103.785 = 2.698 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.698 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.74}{37.5 \times 33} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \Rightarrow \beta_1 = 0.8975 \quad \alpha_1 = 0.3095 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.3095}{15(1-0.3095)} = 0.0298$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{40.58 \times 10^6}{574 \times 0.8975 \times 330} = 238.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.0298 \times 238.69 = 7.112$$

$$\sigma_{bc} = 7.112 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.75} = 0.0933 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{3.75} = 0.0933 > \frac{40.58}{10 \times 47.74} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{33 \times 37.5} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

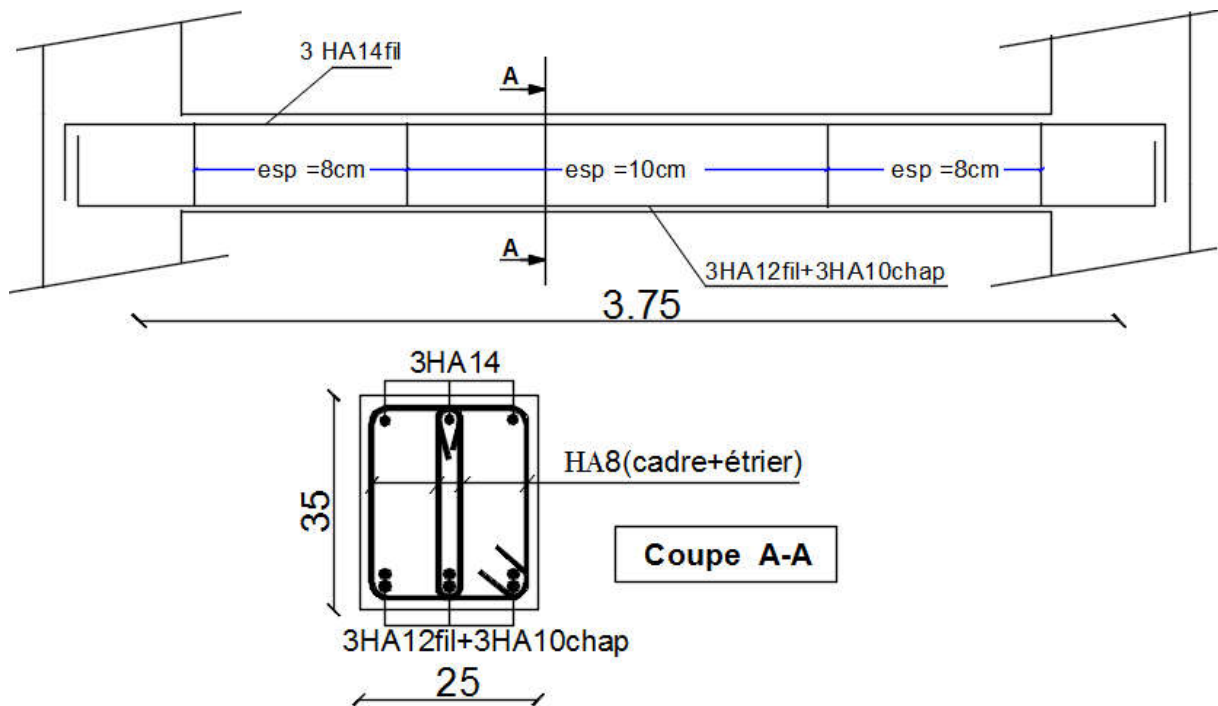


Figure III.5.7 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Acrotère :

III.6.1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer 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.

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

III.6.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

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

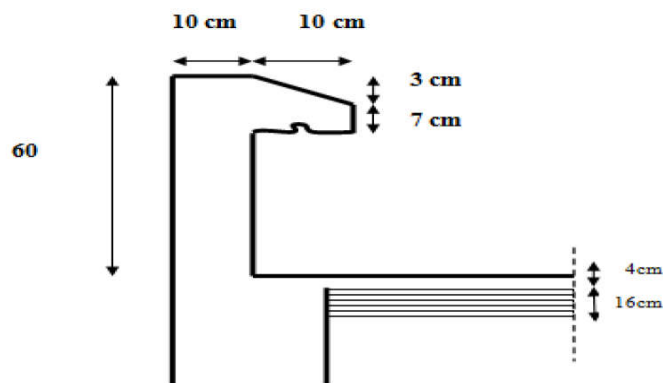


Figure III.6.1: Coupe verticale de l'acrotère.

III.6.3. Calcul des sollicitations :

- Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.712 \text{ kN/ml}$$

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

- Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1\text{ml} = 1.712\text{kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.70 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

➤ Schéma statique :

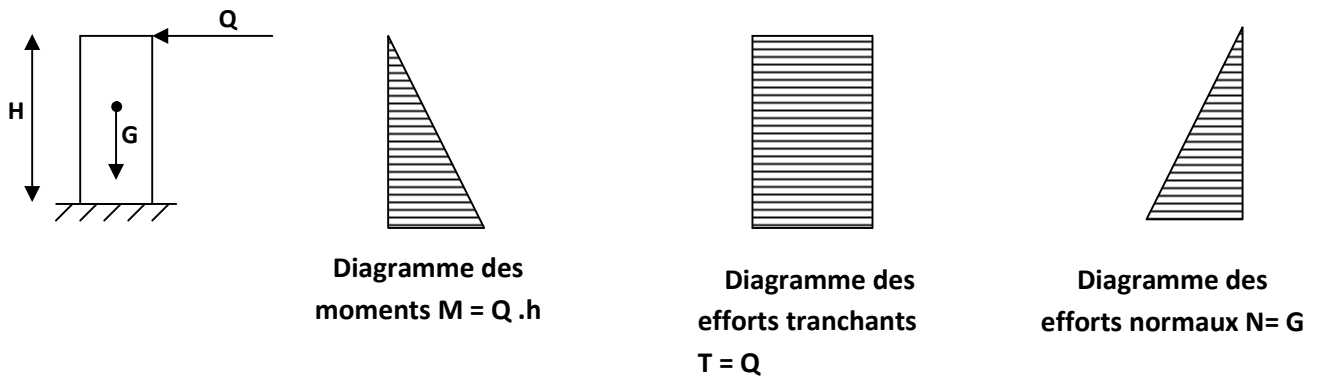


Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes.

Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.712 = 2.311 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

$$N_s = N = 1.712 \text{ kN}$$

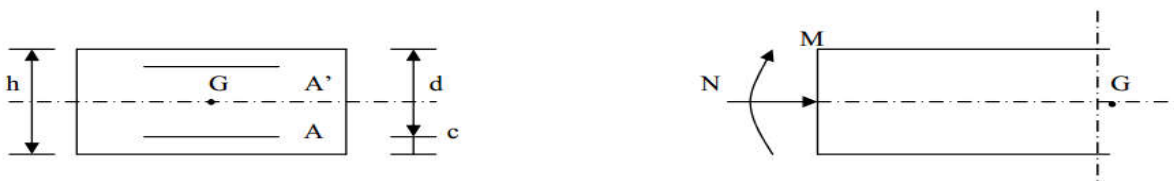
$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ kNm}$$

III.6.4. Ferrailage:

Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.6.4.1. Calcul à L'ELU :



Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 10 \text{ cm}$).

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

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2 \text{ cm}$).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$).

Mf : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.311} = 0.389 \text{ m}$
- $\frac{h}{2} - c = 0.05 - 0.02 = 0.03 \text{ m}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

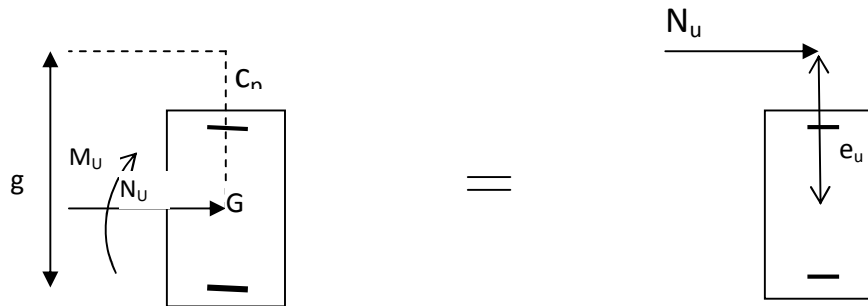
N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

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

Donc : $e_u = 0.389 \text{ m} > h/2 - c = 0.03 \text{ m}$

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



Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

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

$$M_f = 2.311 \times [0.389 + 0.03] = 0.968 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.968 \times 10^6}{10^3 \times 80^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_1 = 0.392$$

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

- Moment limite:

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 \times (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + \epsilon_1} \text{ avec : } \epsilon_1 = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5 \cdot 10^{-3}}{3.5 \cdot 10^{-3} + 0.00173} = 0.668 \mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$\mu_u = 0.010 < \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

Remarque :

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

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.968 \times 10^3}{0.995 \times 348 \times 8} = 0.349 \text{ cm}^2$$

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

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.349 - \frac{23.11}{348} = 0.282 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.6.4.2. Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.282 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Avec :

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

Conclusion:

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

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\sqrt{b}} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4\text{Mpa}) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.018 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

➤ **Vérification d'espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25\text{cm} < \min\{3h; 33\}\text{cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition : $S_t = 15 \text{ cm} < \min\{4h; 45\}\text{cm}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres :**

➤ **La longueur de scellement droite est :**

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

$$\tau_{Su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm}$$

$$L_s = 28.219 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

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

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1.5$: Pour les barres de haute adhérence.

$\Psi_s = 1$: Pour les ronds lisses.

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec ;

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

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

n : nombre de barre.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

III.6.4.3. Vérification à l'ELS :

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

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.253 \rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}$$

Acier (AH) : $n = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \{ 266.66; 201.63 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{40.55}{35.5} = 1.14 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.6.5 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3})$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) \rightarrow

A=0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas: $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1.712 \text{ [kN/ml]}$)

D'ou : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.416 \text{ [kN/ml]}$.

$F_p = 0.821 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Le schéma de ferrailage de l'acrotère.

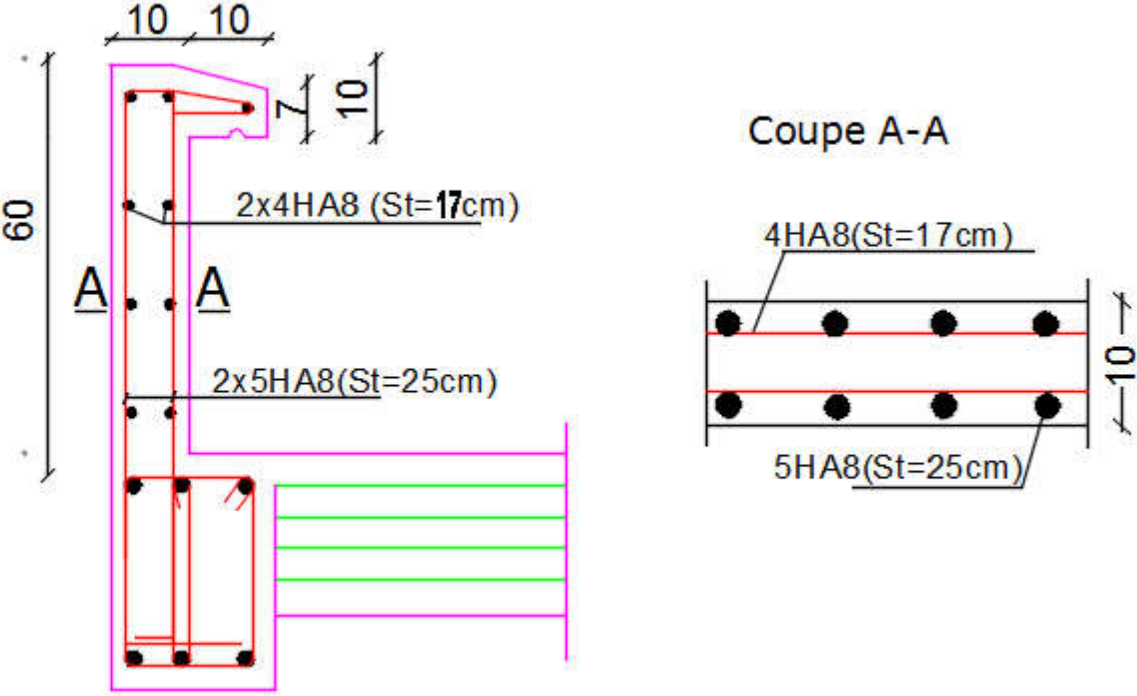


Figure III.6.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.7. Étude de la poutre de chaînage :

III.7.1. Introduction :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre ainsi que le poids des cloisons extérieures

III.7.2. Dimensionnement de la poutre :

- La hauteur de la poutre « h » est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; avec : $L = 400 - 25 = 375$ cm.

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad \rightarrow \quad 25\text{cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 30$ [cm]

- La largeur de la poutre « b » :

est donnée par : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b = 25$ cm

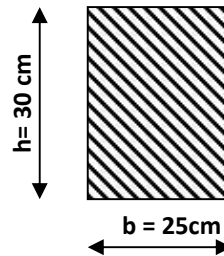


Figure III.7.1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.

❖ **Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003).**

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ \rightarrow **condition vérifiée**
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ \rightarrow **condition vérifiée**
- $h_t / b \leq 4$ $30/25 = 1.2 < 4$ \rightarrow **condition vérifiée**

III.7.3. Évaluation des charges

A) Charges permanentes

- ❖ Le poids du plancher $5.10 \times \frac{0.65}{2} = 1.657 \text{ KN/ml}$.
- ❖ Le poids de la poutre $25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$.

B) Charge d'exploitation

G = 3.532 KN/ml

- ❖ $Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN/ml}$

III.7.4. Combinaisons de charge

- ❖ A l'ELU : $q_u = 1.35 \times 3.532 + 1.5 \times 0.4875 = 5.499 \text{ kN/ml}$
- ❖ A l'ELS : $q_s = 3.532 + 0.4875 = 4.019 \text{ kN/ml}$

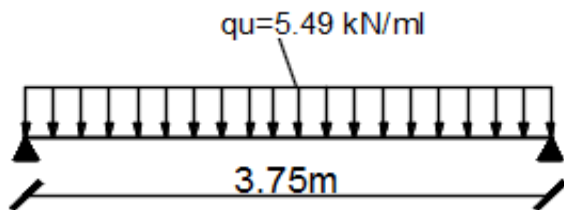


Figure III.7.2: Schéma du chargement à l'ELU.

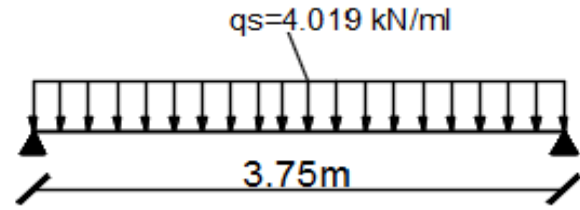


Figure III.7.3: Schéma du chargement à l'ELS.

III.7.5. Calcul des efforts internes

A) A l'ELU

- ❖ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.499 \times 3.75}{2} = 10.998 \text{ KN}$$

- ❖ Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = 10.998 \text{ KN}$$

- ❖ Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.499 \times 3.75^2}{8} = 10.998 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- ❖ Moment en travée : $M_{tr} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 10.998 = 9.3483 \text{ KN.m}$
- ❖ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 10.998 = -3.2994 \text{ KN.m}$

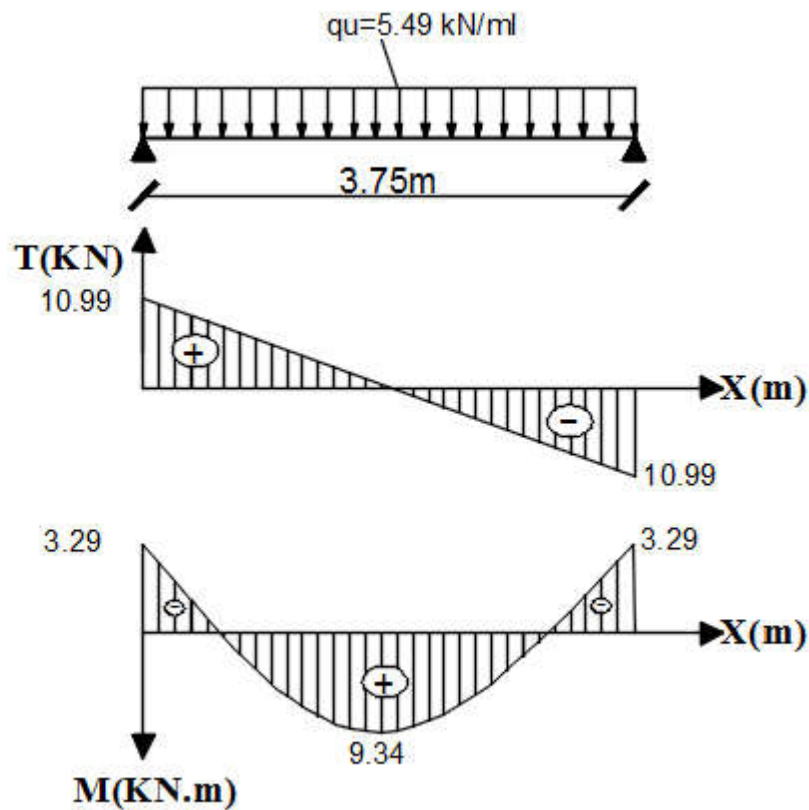


Figure III.7.4: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

B) A L'ELS

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.019 \times 3.75}{2} = 8.038 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchant

$$T_s = R_A = R_B = 8.038 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.019 \times 3.75^2}{8} = 8.038 \text{ KN.m}$$

❖ Moment en travée : $M_{tr} = 0.85 M_s = 0.85 \times 8.038 = 6.8323 \text{ KN.m}$

❖ Moment aux appuis : $M_{ap} = -0.3 M_s = -0.3 \times 8.038 = -2.4114 \text{ KN.m}$

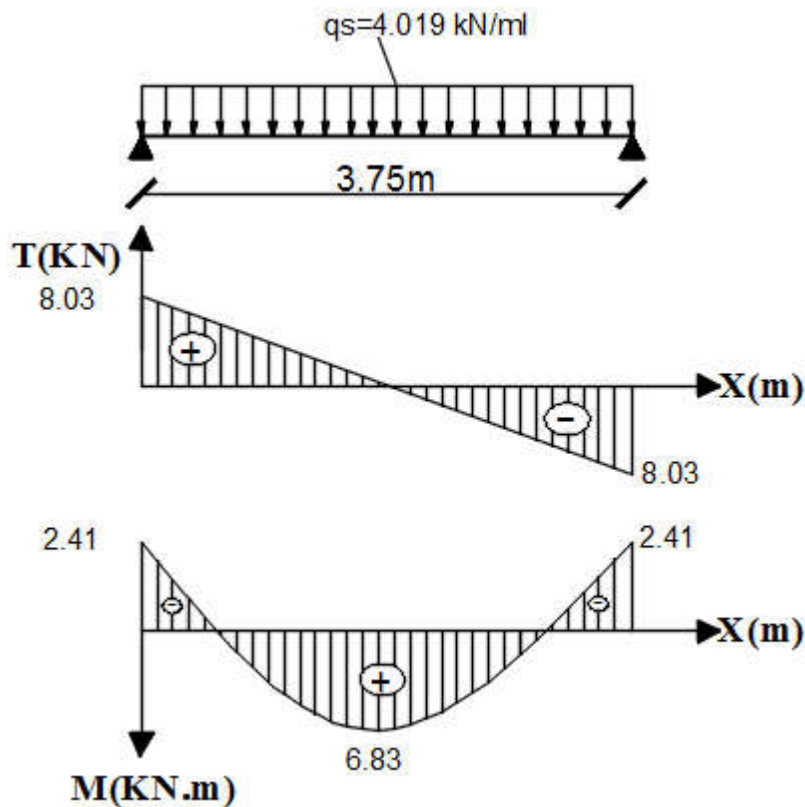


Figure III.7.5: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.7.6. Ferrailage à L'ELU

III.7.6.1. Armatures longitudinales

- ❖ L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$
- ❖ La hauteur utile : $d = 28 \text{ cm}$

➤ Aux appuis

$$M_{app} = 3.2994$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.2994 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0.0118$$

$$\mu = 0.0118 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.0118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.2294 \times 10^3}{0.937 \times 28 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$= 0.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA12} \Rightarrow A_p = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ En travée

$$M_{\text{trav}} = 9.348 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.348 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.348 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA14} \Rightarrow A_{\text{tr}} = 3.08 \text{ cm}^2$$

III.7.6.2. Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2, 2)

➤ Diamètre

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 14 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour : } \phi_t = 8 \text{ mm (1 cadre en } \Phi 8)$$

➤ Espacement : (Art A.5.1, 22 BAEL 91/ modifié 99)

$$S_{t_{\max}} \leq \min \{0.9d, 40\text{cm}\} = \min \{25.2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_{t_{\max}} = 25\text{cm}$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

❖ Aux appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(7.5; 14.4)$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

❖ En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

III.7.7. Vérification à l'ELU

A) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL99/ Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0.23 \times 28 \times 25 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,08 \text{ cm}^2, A_a = 2,26 \text{ cm}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 99/ Art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{10998}{250 \times 280} = 0.157 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

C) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99 /Art A.5.1,3)

❖ Sur le béton

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 280 \times 250 = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 10.998 \text{ KN}$$

$$10.998 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Sur l'acier

$$A_{\min}; \text{ avec } \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u + H) \quad H = \frac{M_{a \max}}{0.9 \cdot d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1.15}{400} \left(10.998 \times 10^3 + \frac{3.2994 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) \rightarrow A_{\min} = 69.26 \text{ mm}^2$$

On a $A_{\text{adop}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

D) Calcul de l'ancrage des barres (BAEL 99 / Art A.6.1, 2)

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 42.324 \Phi$$

$$L_s = 42.324 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse la longueur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets

❖ La longueur de scellement mesurée hors crochet est

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.324 = 16.94 \text{ cm}$$

$$L_a = 16.94 \text{ cm}$$

E) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99 Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = Vu / 0.9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum u_i = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.998 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 0.58 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.58 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.8. Vérification à l'ELS

A) Vérification des contraintes du béton (BAEL99 /Art A.4.5,2)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ **En travée**

- $M_s = 6.8323 \text{ KN.m}$
- $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.08}{25 \times 28} = 0.44$

$$\rho_1 = 0.44 \rightarrow \beta_1 = 0.899 \rightarrow K_1 = 34.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.8323 \times 10^6}{0.899 \times 280 \times 308} = 88.12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = (1/34.5) \times 88.12 = 2.55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée

➤ **Aux appuis**

- $M_s = 2.4114 \text{ KN. m}$
- $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.32$

$$\rho_1 = 0.32 \rightarrow \beta_1 = 0.911 \rightarrow K_1 = 41.18$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.4114 \times 10^6}{0.911 \times 280 \times 226} = 41.82 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma = (1/41.18) \times 41.82 = 1.02 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.02 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) État limite d'ouverture des fissurations (BAEL99/ Art B.6.3)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

C) État limite de déformation (BAEL99 /Art B.6.5,2)

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{375} = 0.080 \geq 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.080 \geq 0.080 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,08}{25 \times 28} = 0.0044 < \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

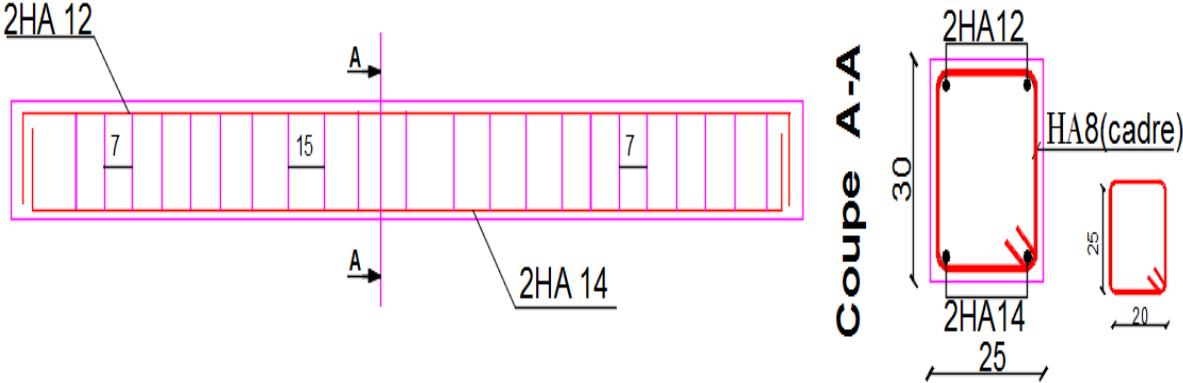


Figure III.7.6: Schéma de ferrailage de la poutre de chinage.

Chapitre IV :
Modélisation et
Présentation de
l'ETABS.

IV.1. Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.2. Description de logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers AndStructures Inc.** » à Berkeley (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.7.0.

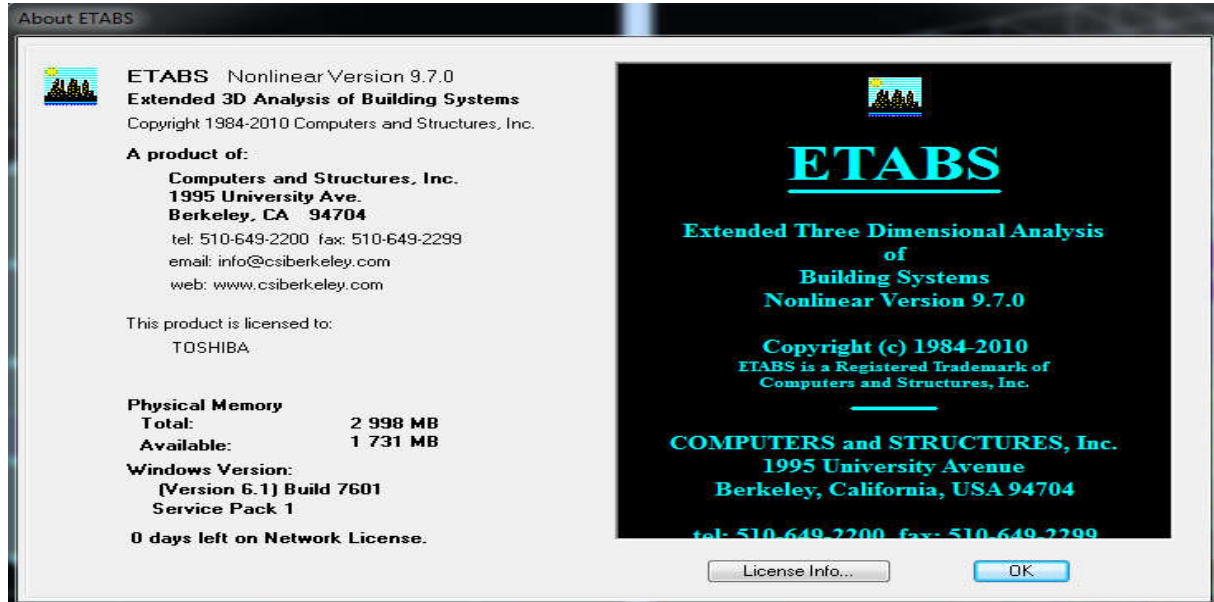


Figure IV.1: Version du logiciel ETABS utilisée.

IV.2.1. Quelques définitions

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds
- ❖ Frame : portique (cadre)
- ❖ Shell : voile
- ❖ Element : élément
- ❖ Restraintes : points d'application de la charge
- ❖ Loads : charges
- ❖ Uniformed loads : charges uniformes
- ❖ Define : définir
- ❖ Material : matériaux
- ❖ Concrete : béton
- ❖ Steel : acier
- ❖ Frame section : coffrage
- ❖ Column : poteau
- ❖ Beam : poutre
- ❖ File : fichier
- ❖ Copy : copier
- ❖ Move : déplacer
- ❖ Save : enregistrer
- ❖ Save as : enregistrer sous
- ❖ Add : ajouter
- ❖ Delete : supprimer
- ❖ Story : étage
- ❖ Height : hauteur

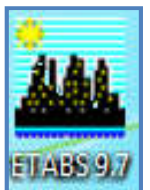
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.0

IV.3.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS

**A) Choix des unités**

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

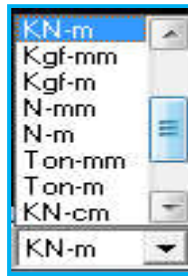


Figure IV.2: Choix des unités.

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

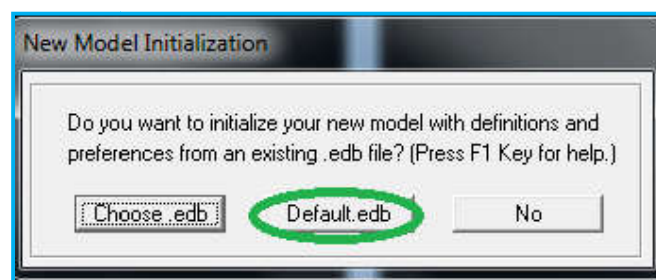


Figure IV.3: Démarrer un nouveau model.

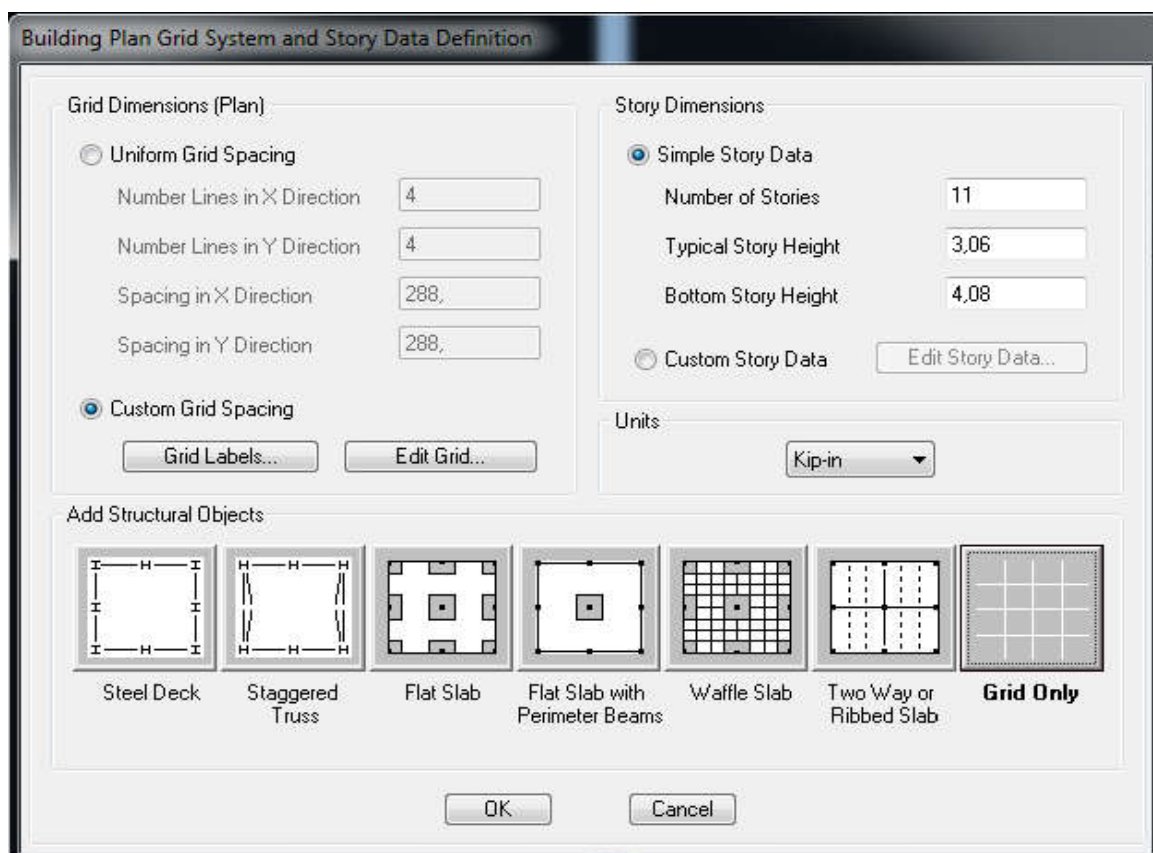


Figure IV.2: La géométrie de base.

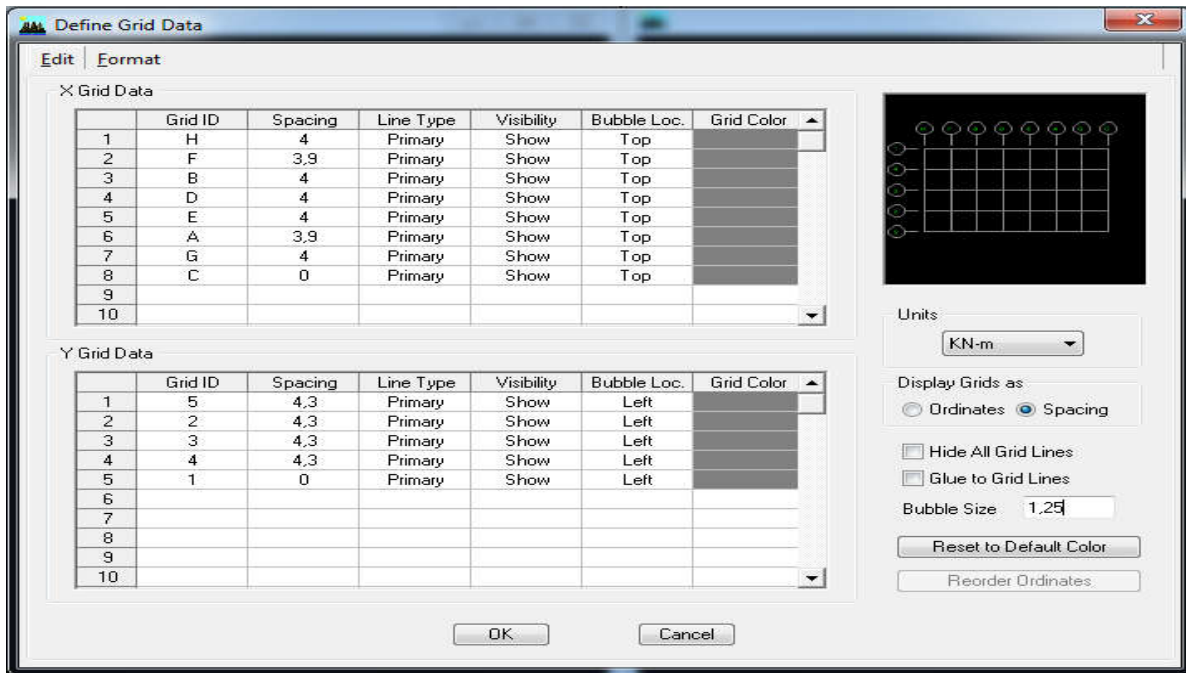


Figure IV.3: Les lignes de construction.

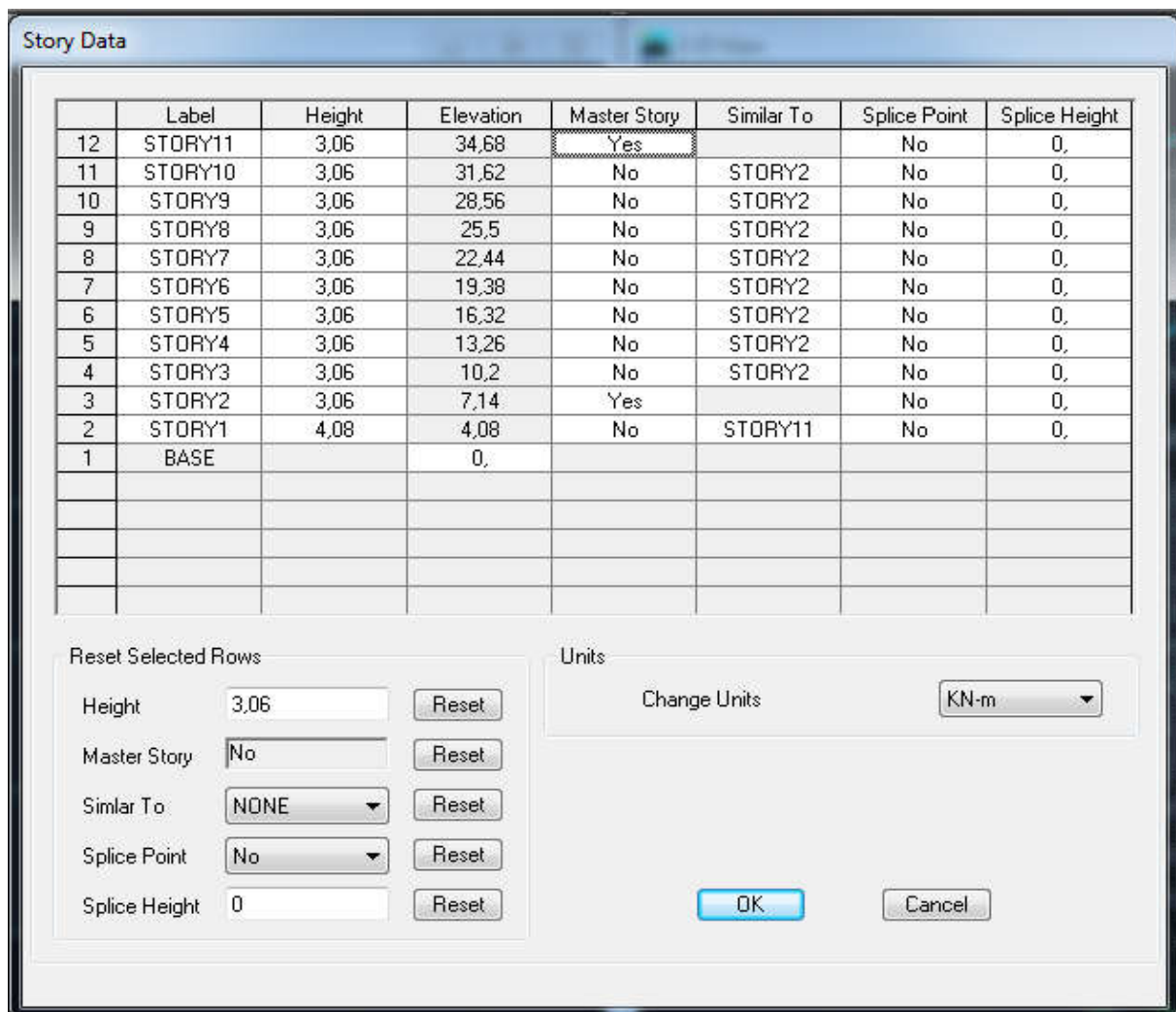


Figure IV.4: Définition des étages.

Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**

C) Propriétés mécanique du matériau utilise



define —> **materials properties**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton « B25 ») :

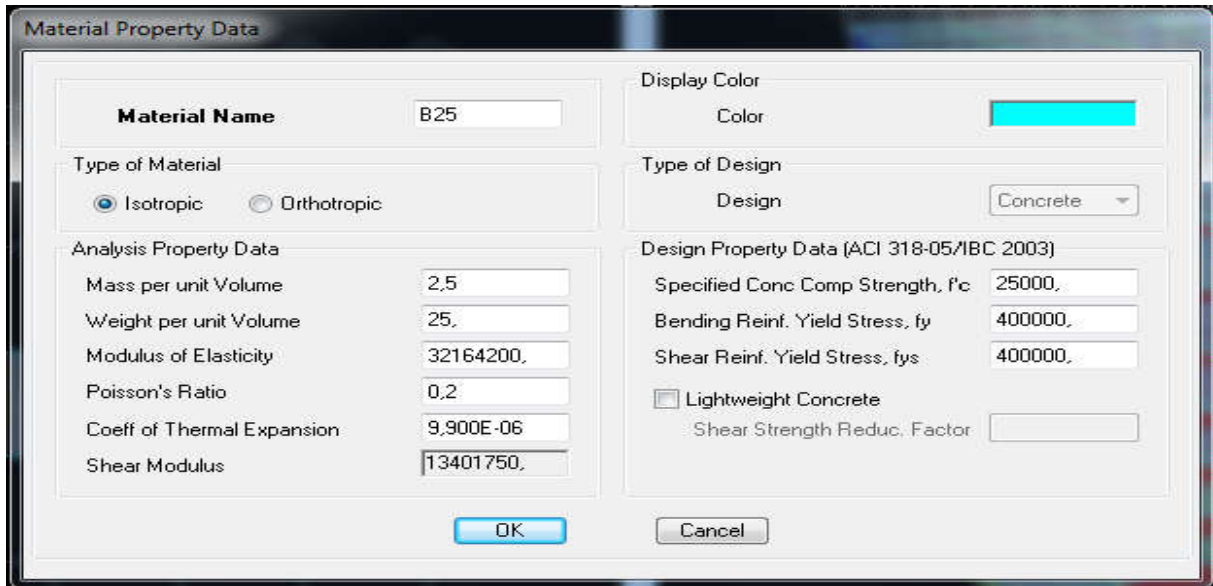


Figure IV.5: Définition des matériaux.

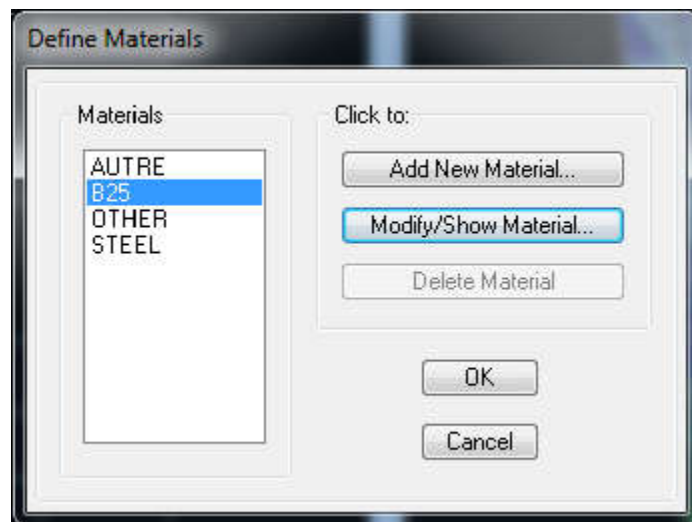


Figure IV.6: Les matériaux béton et bardage.

➤ **Modification de géométrie de base**

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit et on choisie **Edit grid data**.

D) Vérification des dimensions

Sur la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.

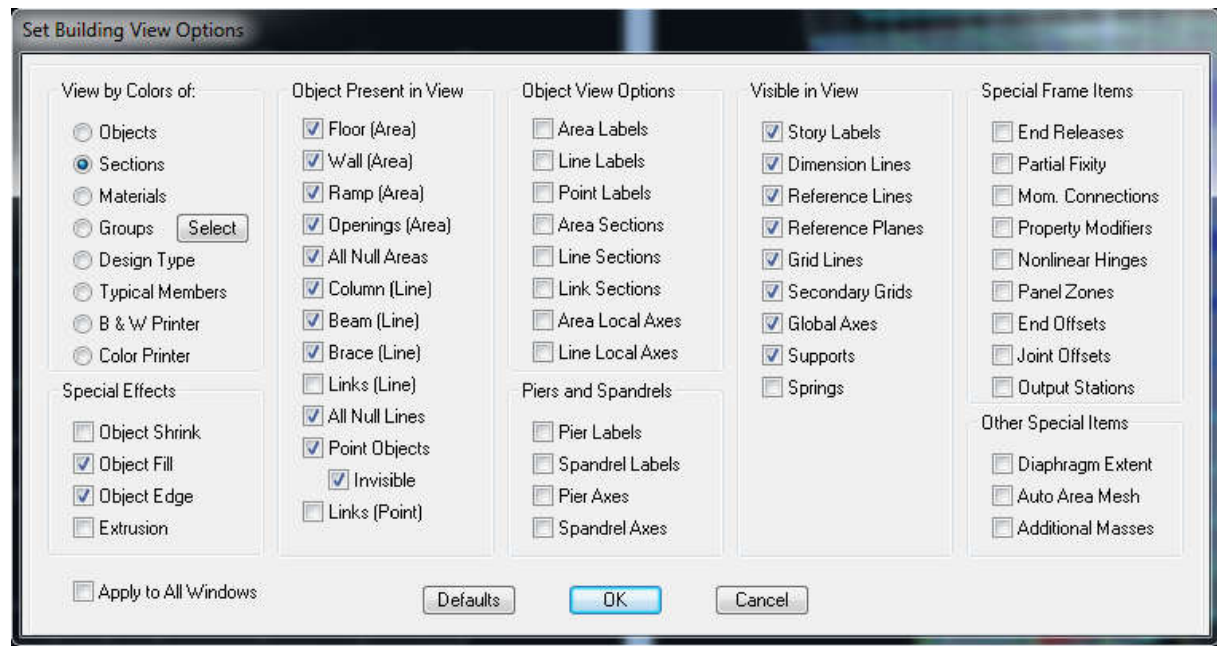


Figure IV.7: Vérification des dimensions.

IV.3.2. Deuxième étape

A) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

➤ Pour les poutres et les poteaux

Define → frame sections ou 

→ Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → **Column** et pour les poutres → **Beam**

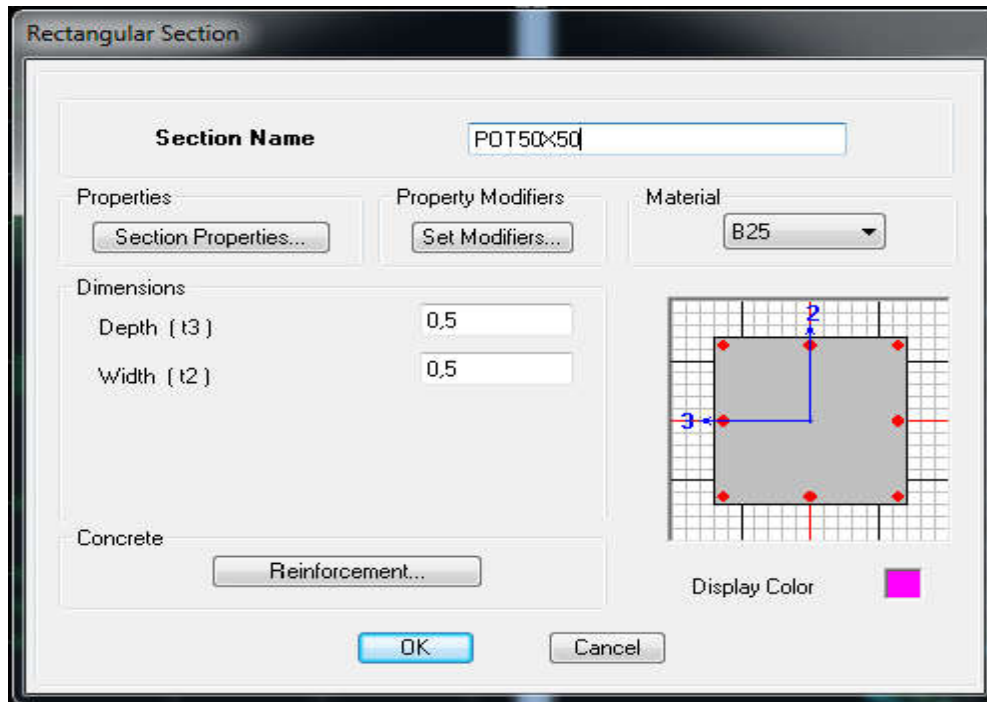


Figure IV.8: Définition des éléments lignes.

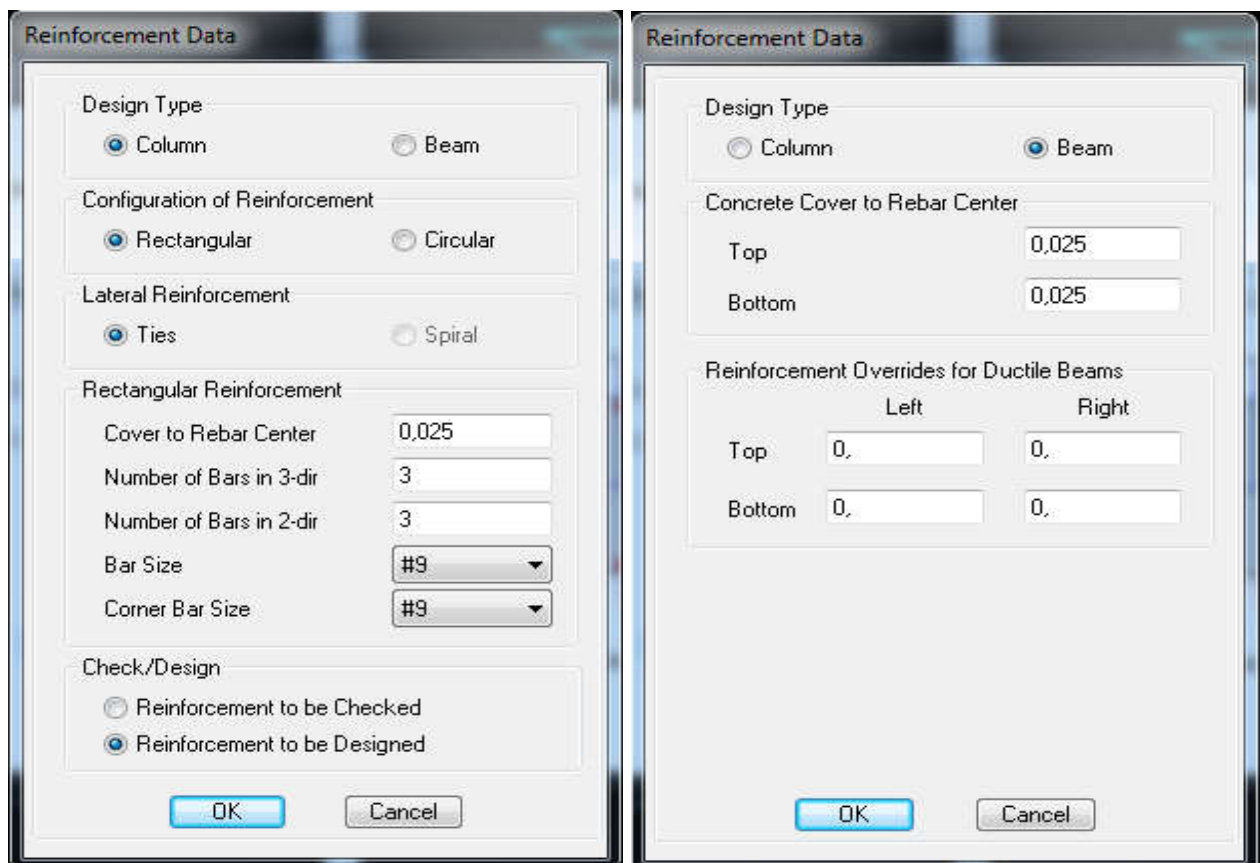


Figure IV.9: Spécification de l'enrobage.

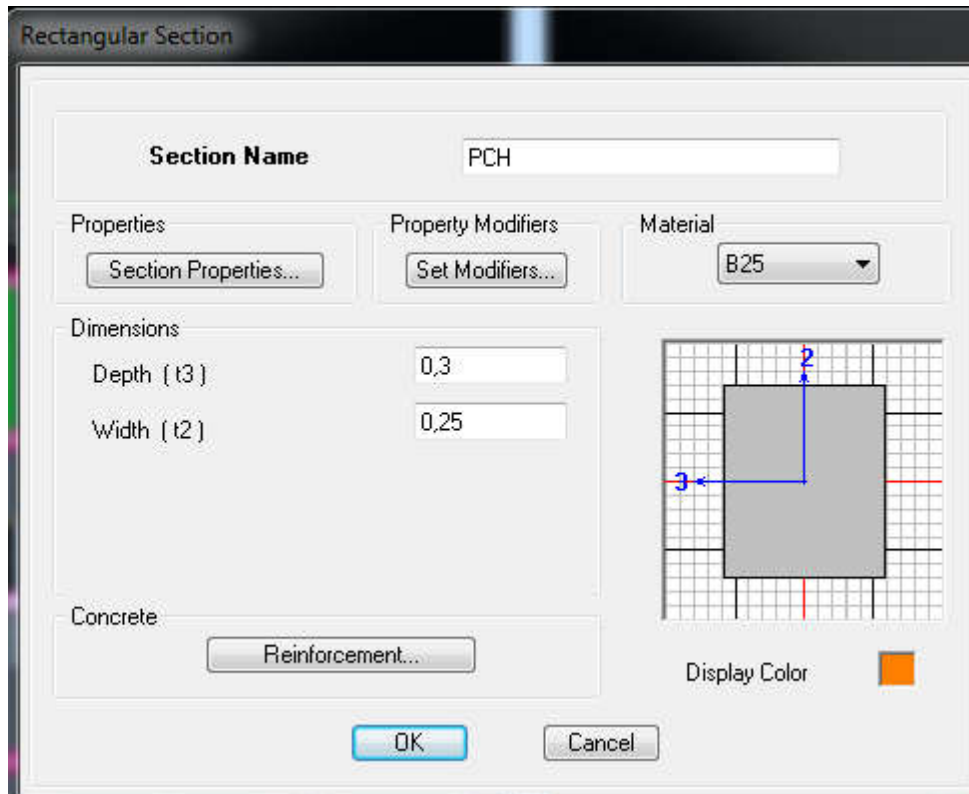


Figure IV.10: Définition des poutres de chaînage.

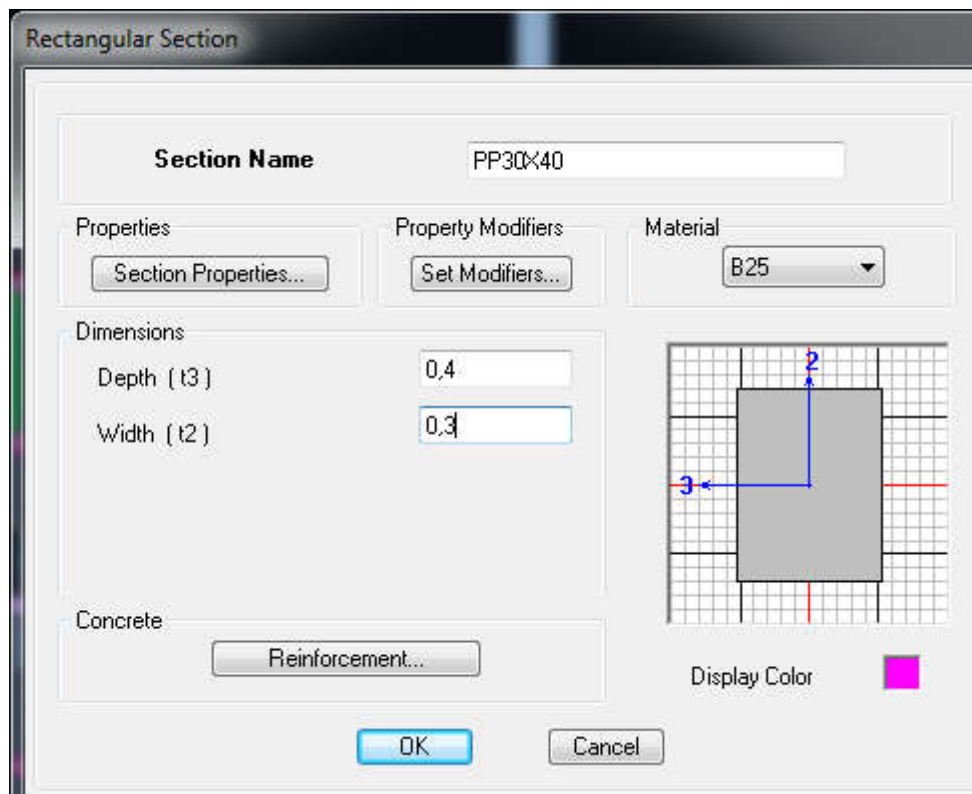



Figure IV.11: Définition des poutres principales.

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections , ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Élément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Élément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Élément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

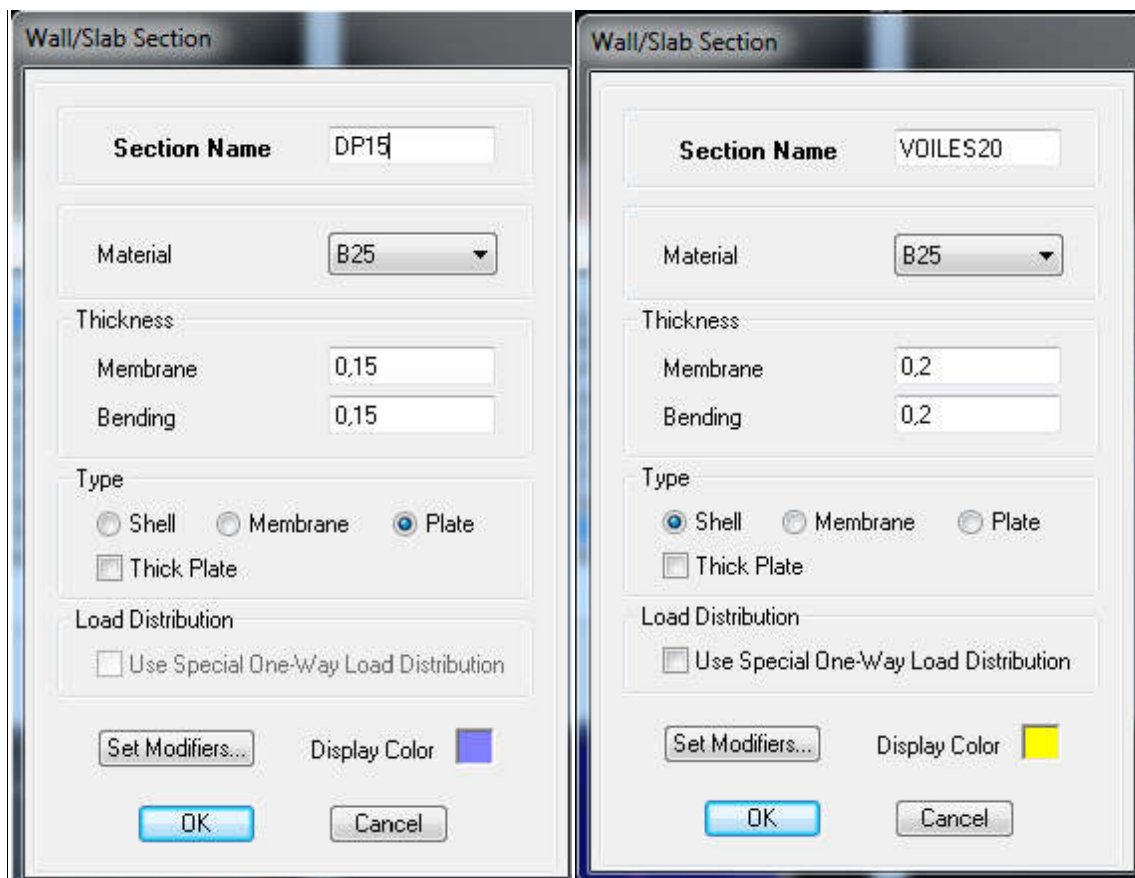


Figure IV.12: Définition des éléments surfaciques.

- ❖ Define → wall/slab/deck section → Add new Wall pour le dimensionnement du voile
- ❖ Define → wall/slab/deck section → Add new deck pour le dimensionnement du plancher

IV.3.3.Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

A) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS, on sélectionne les nœuds à la base.

Assing → **joint/point** → **restraintes**.

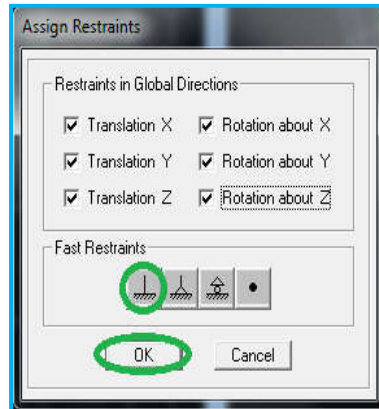


Figure IV.13: Définition des appuis.

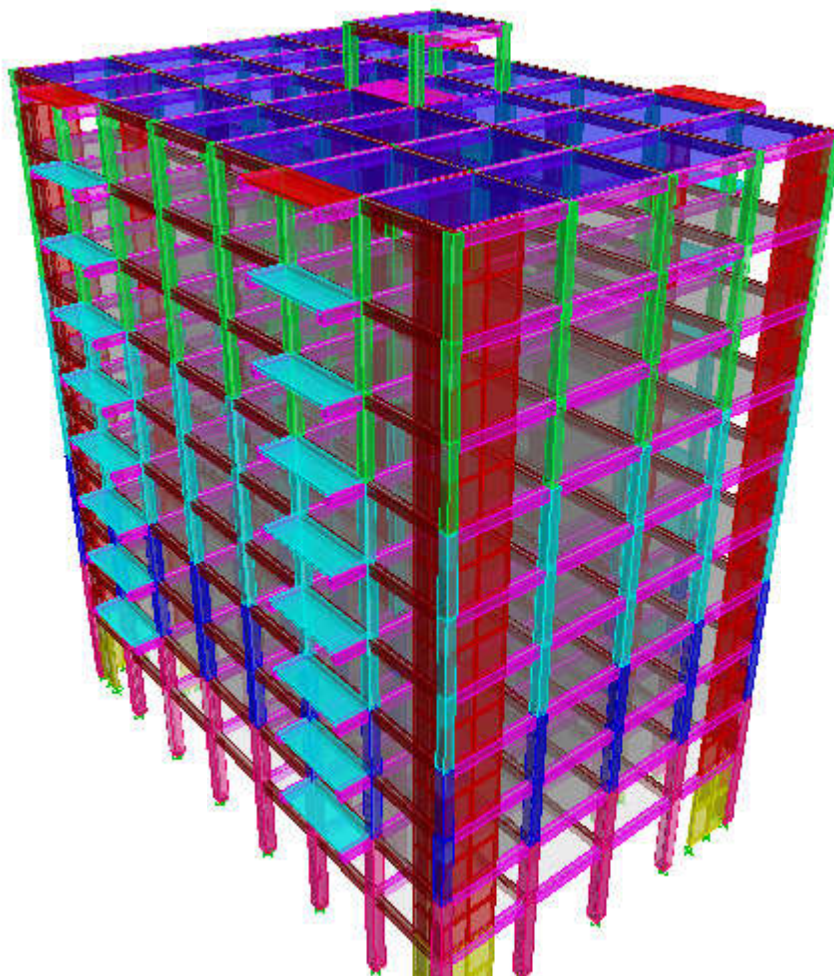


Figure IV.14: Vue en 3 D de la structure.

B) Définition de l'action sismique

Define → masse source

Cela nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

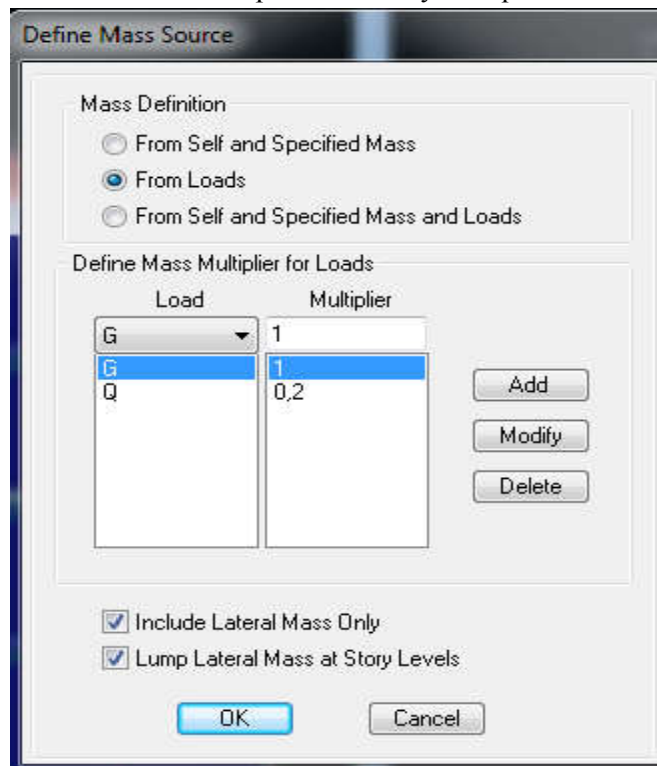



Figure IV.15: Définition de la masse sismique.

C) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragme. 

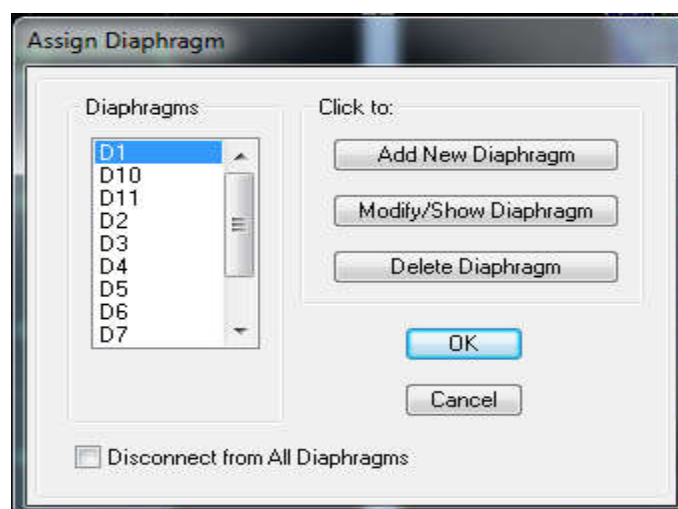


Figure IV.16: Définition des diaphragmes.

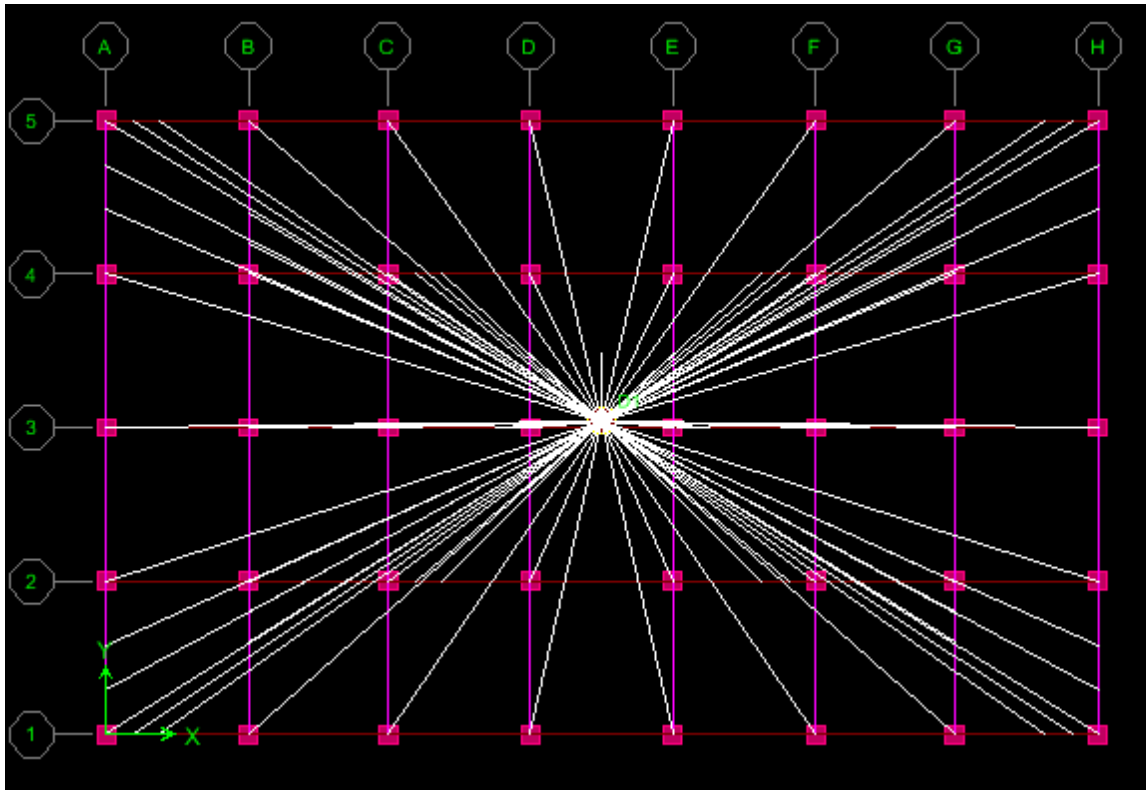


Figure IV.17: Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.

IV.3.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A) Définitions des charges

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et autre.

Le poids propre de la structure et pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

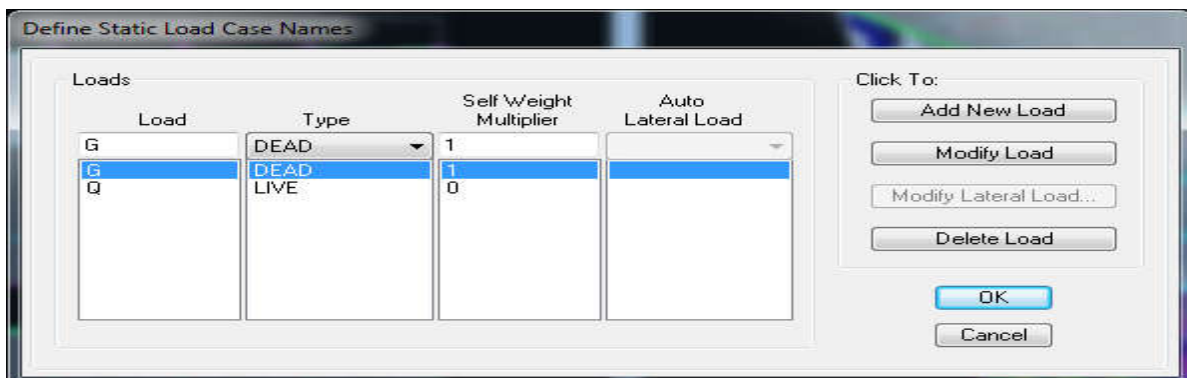


Figure IV.18: Définition des cas de charges.

B) Introduction des charges

❖ **Pour les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire : on sélectionne nos dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

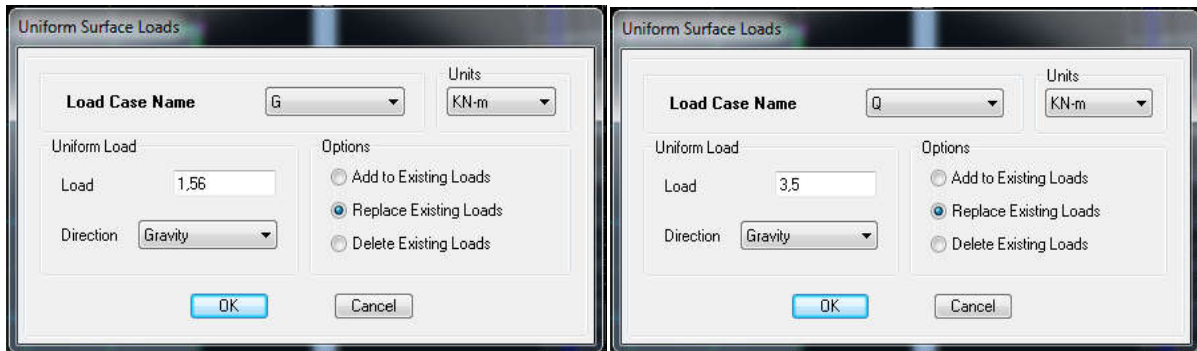


Figure IV.19: Introduction des charges pour les dalles pleines.

➤ **Pour les planchers**

1. Plancher étage courant

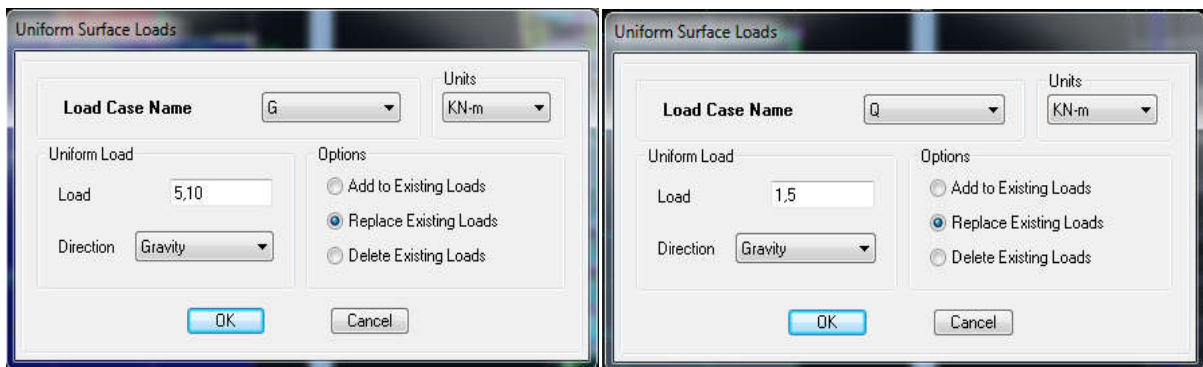


Figure IV.20: Introduction des charges pour les planchers des étages courants.

2. Plancher étage de service

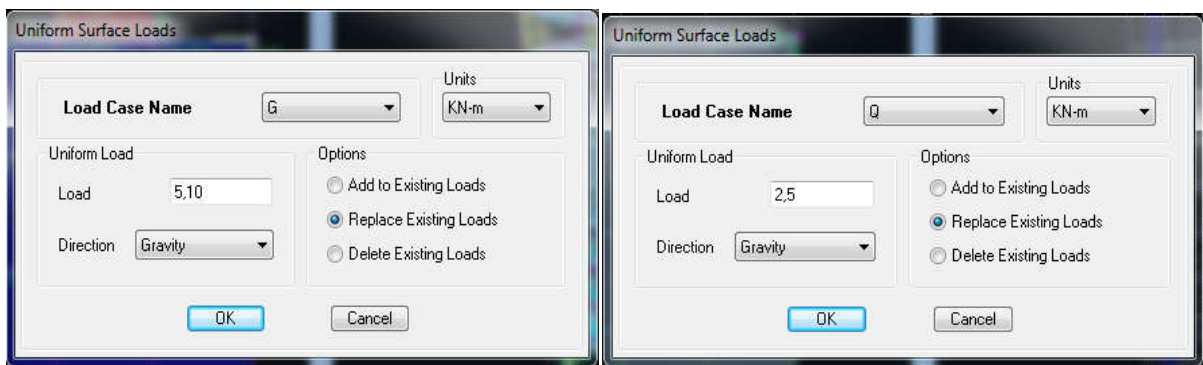


Figure IV.21: Introduction des charges _ plancher étage de service.

3. Plancher terrasse

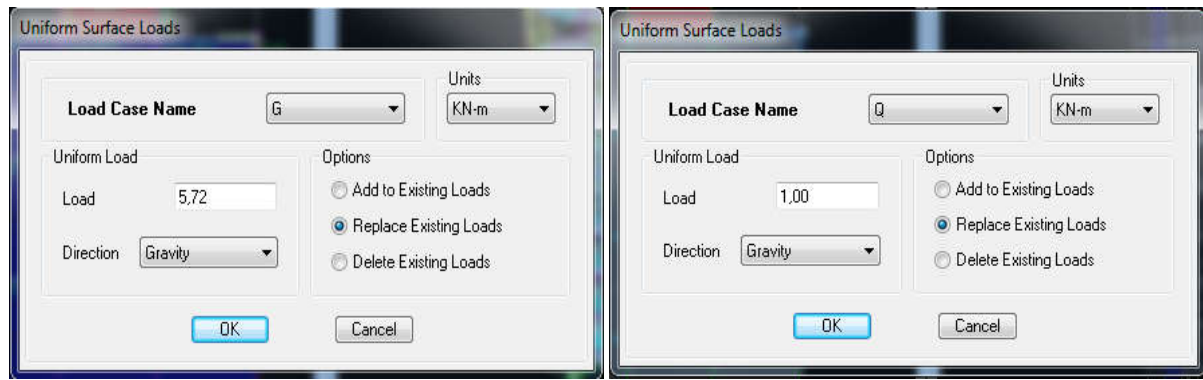


Figure IV.24: Introduction des charges _ plancher terrasse.

C) La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :

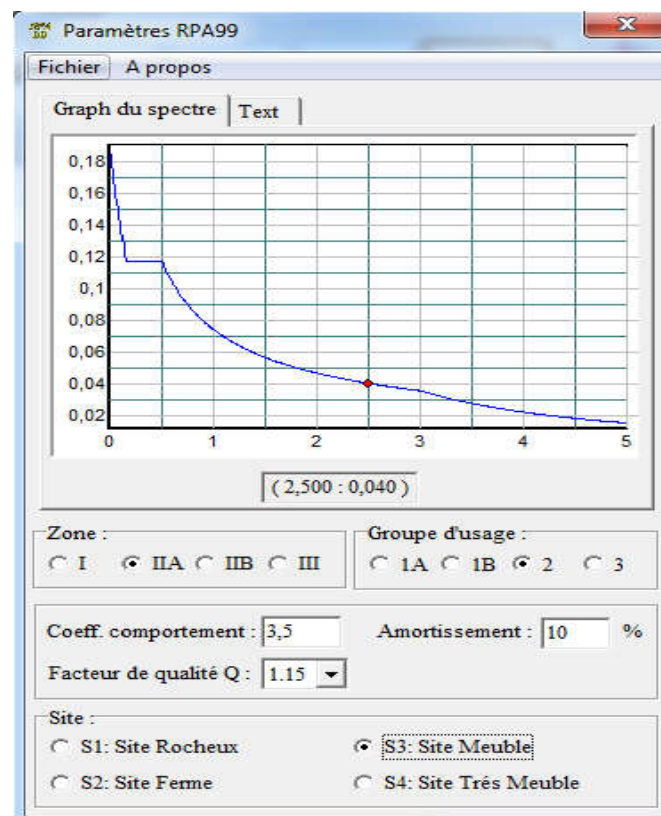


Figure IV.25: Définition du spectre du calcul.

D) L'introduction du spectre

Define → Response spectrum functions. 

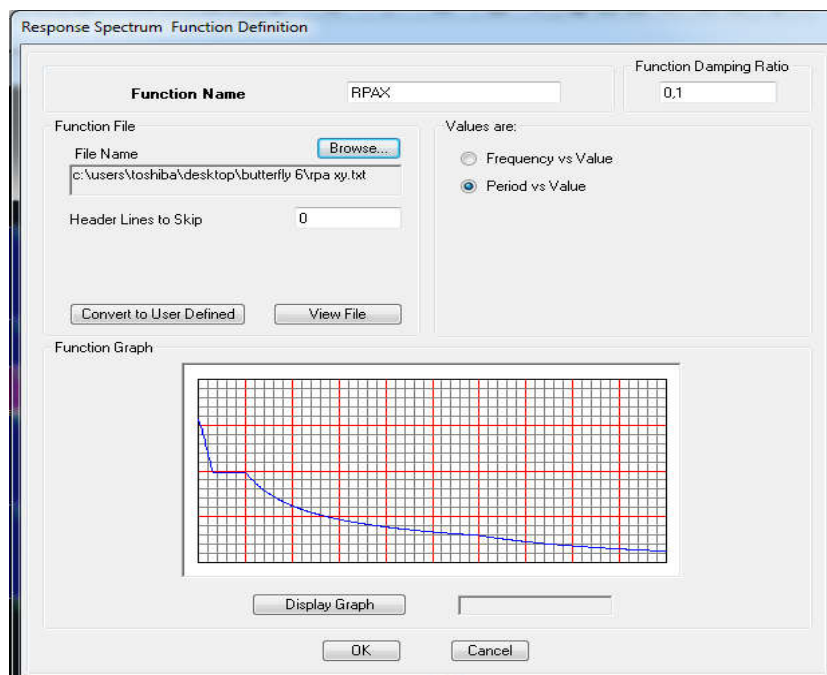
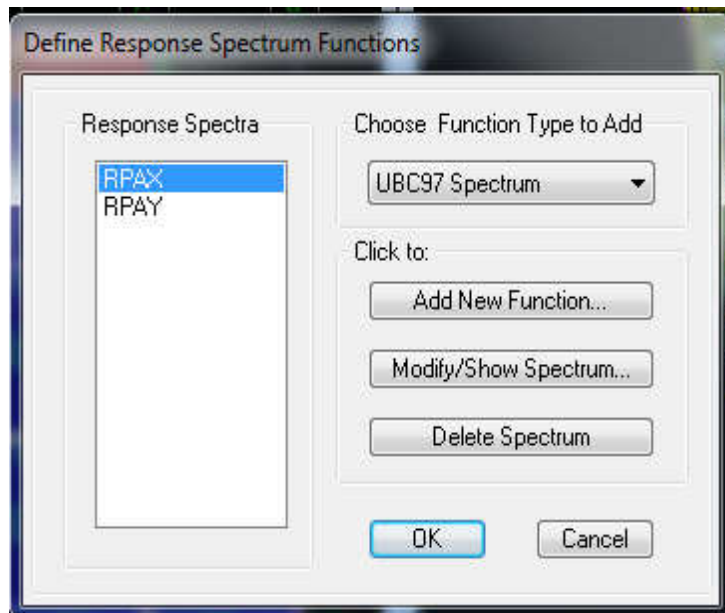


Figure IV.26: Introduction du spectre dans ETABS.

E) Charge sismique

Define → Response spectrum cases 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Il est basé sur la méthode de superposition modale.

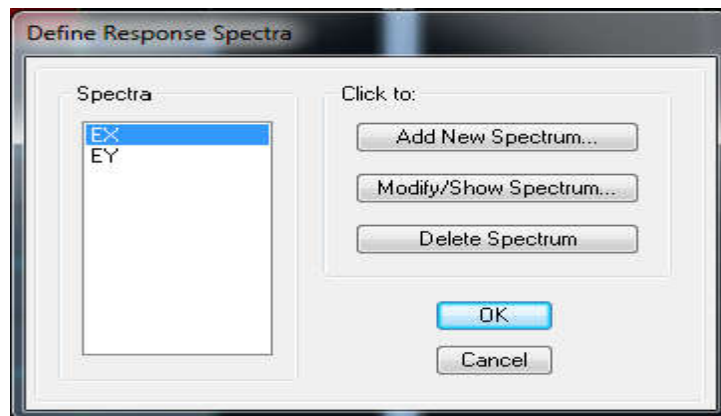
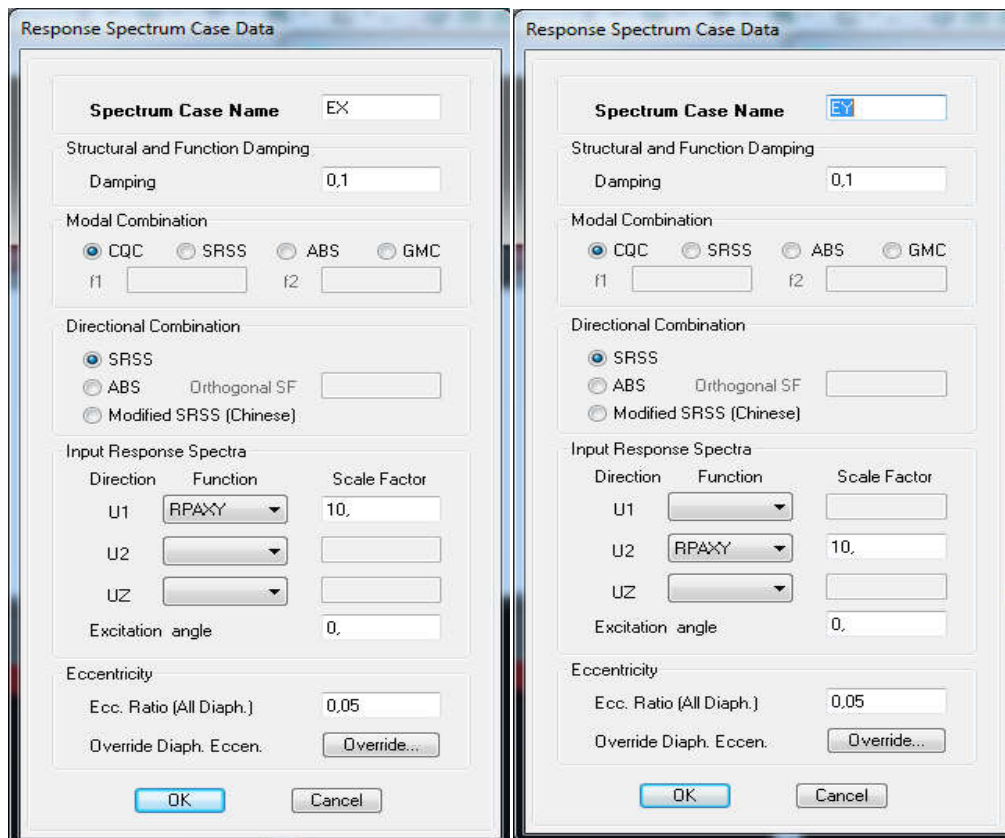


Figure IV.27: Définition de la réponse sismique dans les deux directions.

IV.3.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **load combinations**



On introduit les combinaisons de charges :

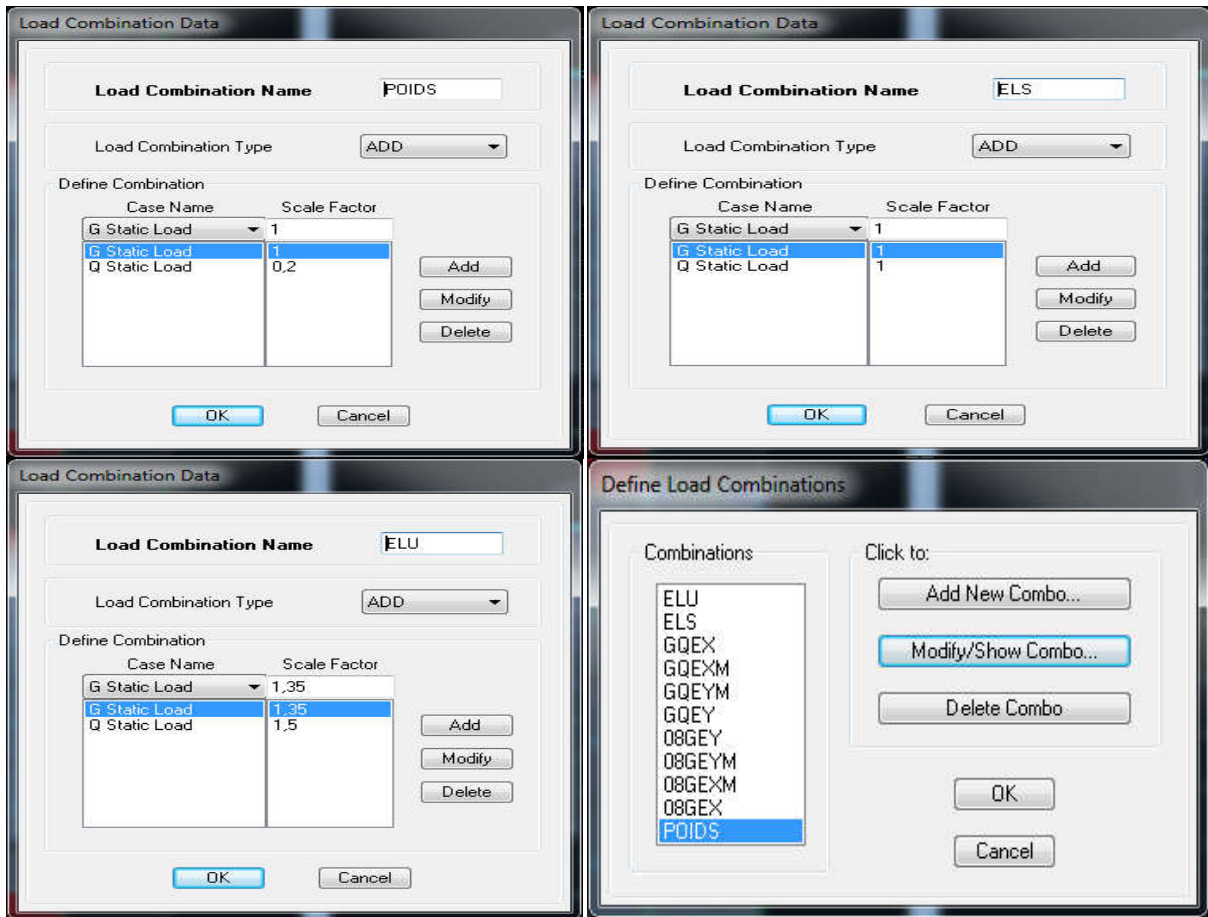


Figure IV.28: Les combinaisons de charges.

IV.3.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

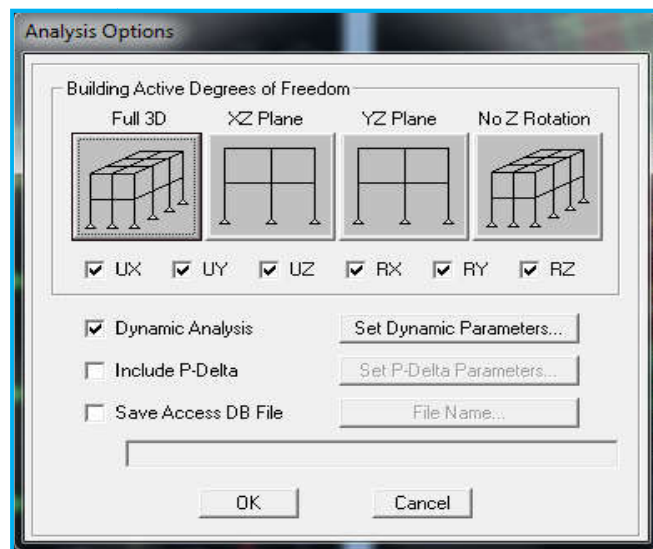


Figure IV.29: Définition des options d'analyse.

A) ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

B) ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

C) ANALYSE SPECTRALE

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complexe Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

D) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyse → Run Analysis Ou F5



Figure IV.30: Lancement de l'analyse.

Chapitre V :
Vérifications des
exigences du RPA99
version 2003.

V.1 Présentation de l'ouvrage

- Le projet étudié est un bloc (R+9) situé dans la wilaya de Tizi Ouzou classée selon le (RPA 99, révisé en 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone II-a)
- Zone sismique : (Tizi-Ouzou --< zone II.a) [RPA 99 Ver 2003- Tab 4,1]
- Groupe d'usage : Bâtiment à usage multiples (commerce, bureaux, habitation) --< Groupe 2 [RPA 99 Ver. 2003- Tab 4,1]
- Classification du site : Site meuble S3 [rapport géotechnique]
- Système structurel : portiques + voiles

V.2. Étude dynamique

V.2.1 Participation de la masse modale de la structure

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le logiciel ETABS égale à 0.84 s

Display →show tables : on aura la fenêtre suivante

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios → OK

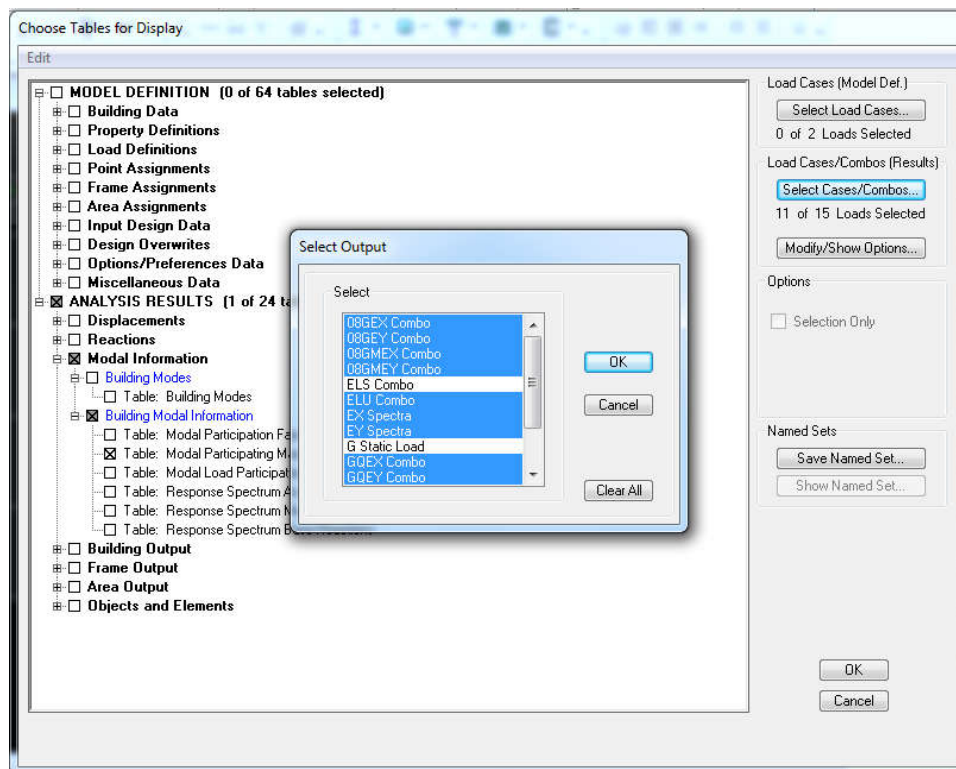


Figure V.1 : Les options pour l'obtention du tableau des informations modales.

Les résultats seront affichés comme suit :

The screenshot shows a software window titled "Modal Participating Mass Ratios" with a menu bar containing "Edit" and "View". Below the menu bar is a dropdown menu also labeled "Modal Participating Mass Ratios". The main area contains a table with 10 columns: Mode, Period, UX, UY, UZ, SumUX, SumUY, SumUZ, and RX. The table lists 12 modes. At the bottom of the window, there are navigation arrows and an "OK" button.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,842003	0,0000	71,2889	0,0000	0,0000	71,2889	0,0000	98,9790
2	0,810324	70,6898	0,0000	0,0000	70,6898	71,2889	0,0000	0,0000
3	0,780679	1,2126	0,0000	0,0000	71,9025	71,2889	0,0000	0,0000
4	0,235487	0,0000	16,0141	0,0000	71,9025	87,3029	0,0000	0,6160
5	0,226431	16,3771	0,0000	0,0000	88,2795	87,3029	0,0000	0,0000
6	0,208832	0,2757	0,0000	0,0000	88,5552	87,3029	0,0000	0,0000
7	0,114470	3,0548	0,0000	0,0000	91,6100	87,3029	0,0000	0,0000
8	0,111404	0,0000	4,4538	0,0000	91,6100	91,7567	0,0000	0,2404
9	0,103388	2,6139	0,0000	0,0000	94,2238	91,7567	0,0000	0,0000
10	0,099967	0,0000	1,9372	0,0000	94,2238	93,6939	0,0000	0,0748
11	0,099834	0,2216	0,0000	0,0000	94,4454	93,6939	0,0000	0,0000
12	0,094848	0,0320	0,0000	0,0000	94,4774	93,6939	0,0000	0,0000

Figure V.2: La période et les masses participantes.

Le premier mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise 71.2889% de la masse modale de la structure.

- ❖ Le deuxième mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise 70.6898% de la masse modale de la structure.
- ❖ Le troisième mode de vibration est une **rotation suivant l'axe Z-Z avec RZ=69.4949%**

V.2.2. Nombre de modes propres (Art 4.3, 4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique

Mode 8 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X } 91.6100\% \\ \text{Sens Y-Y } 91.7567\% \end{array} \right.$

V.2.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3,6 du RPA 2003)

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \text{ (Formule 4-1 .Article 4.2.3 du RPA99/version 2003)}$$

- A coefficient d'accélération donné par le tableau 4.1 (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure,
- D facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- Q facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).
- W poids propre de la structure.

Application

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 du RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A=0.15

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \text{ s} \\ T_2 : 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} \text{ site meuble S3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99 version 2003})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi=10 \%$

$\eta = 0.76 > 0.7$

V.2.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3, 1du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec:

- ❖ N_d : Effort normal;
- ❖ B: Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calculs ont données dans le tableau ci-dessous

❖ **Pour les poteaux 50X50 :**

$N_d = 1838.75 \text{ KN}$

$V = \frac{1838.75 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.29 < 0.3$ **Condition vérifiée**

❖ **Pour les poteaux 45X45 :**

$N_d = 1407.75 \text{ KN}$

$V = \frac{1407.75 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.27 < 0.3$ **Condition vérifiée**

❖ **Pour les poteaux 40x40 :**

$N_d = 1036.95 \text{ KN}$

$V = \frac{1036.95 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.02 < 0.3$ **Condition vérifiée**

❖ **Pour les poteaux 35x35 :**

$N_d = 490.36 \text{ KN}$

$V = \frac{491.17 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.16 < 0.3$ **Condition vérifiée**

V.2.5. Vérification de la période fondamentale

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques (Art 4.24 du RPA99/version2003)

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N dans notre cas $h_n=31.62m$.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas $C_T=0.05$.

- D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x=27.8m$ et $D_y=17.2m$.

Donc

$$\begin{aligned} \diamond T_1 &= 0.05 \times 31.62^{\frac{3}{4}} = 0.667 \text{ s} \\ \diamond T_2 &= \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{27.8}} = 0.539 \text{ s} \\ \diamond T_3 &= \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{17.2}} = 0.686 \text{ s} \end{aligned}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.667 , 0.539 , 0.686) = 0.539s$$

Selon l’article 4.24 du RPA99 version 2003

Les valeurs de T , calculées à partir des formules **de Rayleigh ou de méthodes numériques** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ‘‘D’’ est déterminée suivant ce tableau :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T=T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T=T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T=1,3T_{\text{empirique}}$

Tableau V.1. Période choisie en fonction de la condition sur T.

Avec $T_{\text{analytique}} = 0.84s \rightarrow 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.70 \text{ s}$

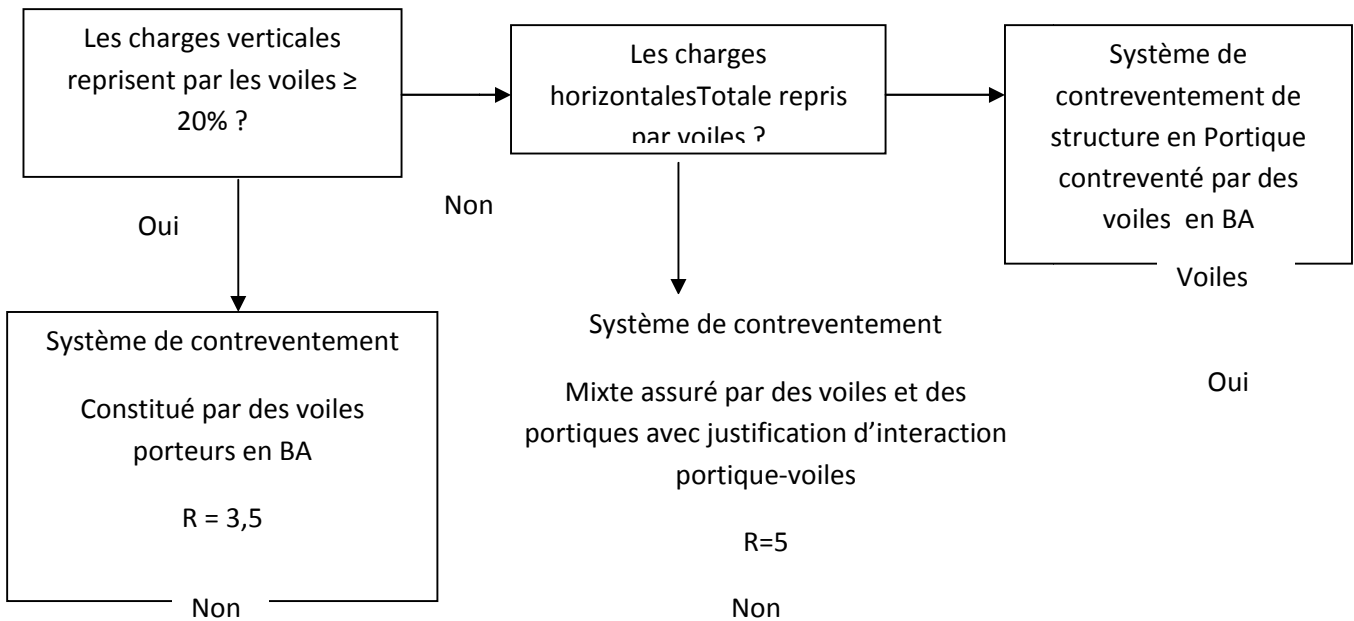
On a : $1.3T_{\text{empirique}}=0.70 < T_{\text{analytique}}=0.84$

Donc : $T=T_{\text{analytique}} = 0.70 \text{ s}$

V.2.6. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

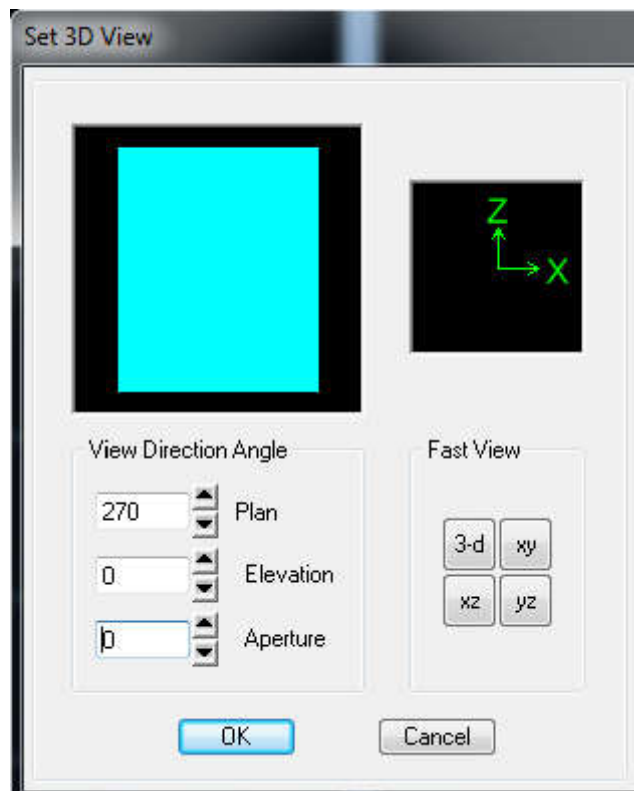
Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :

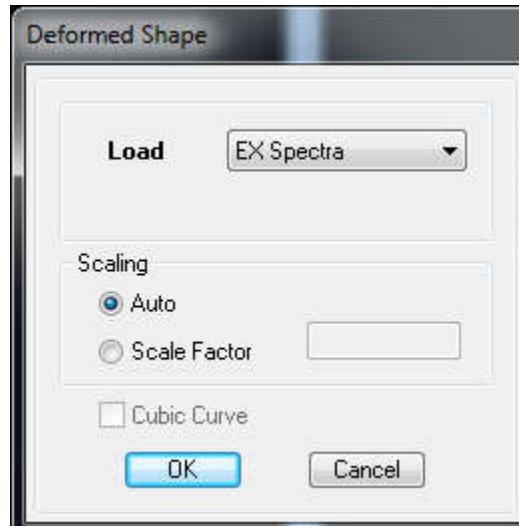


Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour Aperture

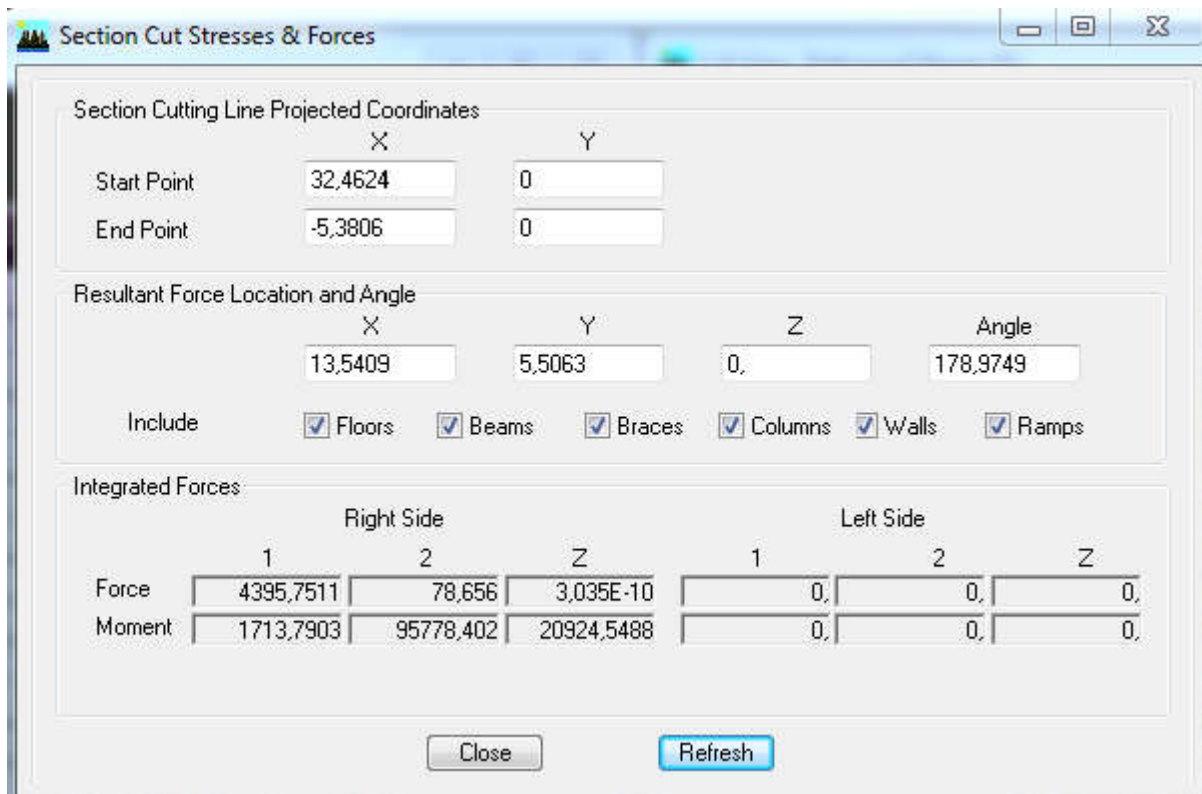


Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :



Pour avoir les efforts repris par les poteaux on décoche **Floors Beams Braces walls Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans Force case 1 :

Sens X-X

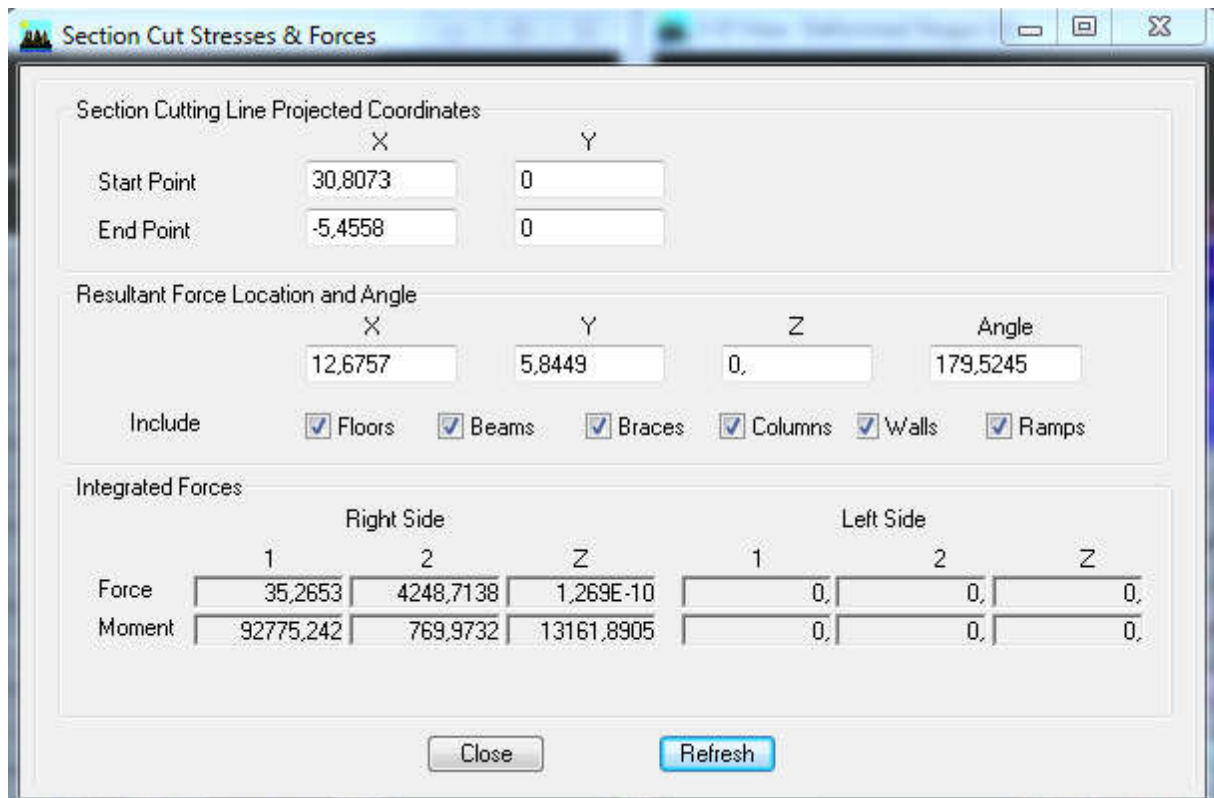
On a 4395.7511 → 100%
 568.0776 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

Donc : Effort repris par les voiles=**87%**
 Effort repris par les portiques=**13%**

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les résultats suivants :



Pour avoir les efforts repris par les poteaux on décoche **Floors Beams Braces walls Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

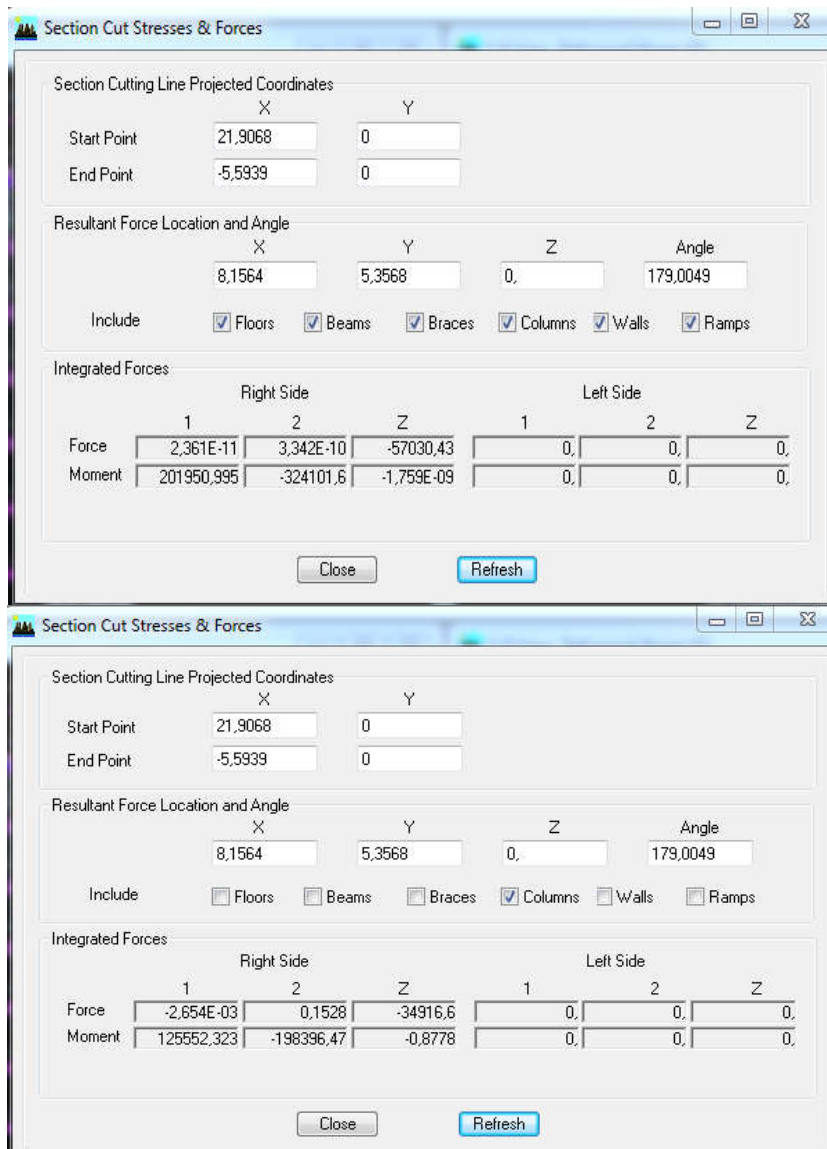
On a 4248.7138 → 100%
 559.0768 → X

$$X = \frac{599.0768 \times 100}{4248.7138} = \mathbf{13\%}$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles = **87%**
- ❖ Effort repris par les portiques = **13%**

Sens Z-Z



On a 57030.43 → 100%

34916.6 → X

$$X = \frac{34916.6 \times 100}{57030.43} = 61\%$$

Effort repris par les voiles=39%

Effort repris par les portiques=61%

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA 2003** :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

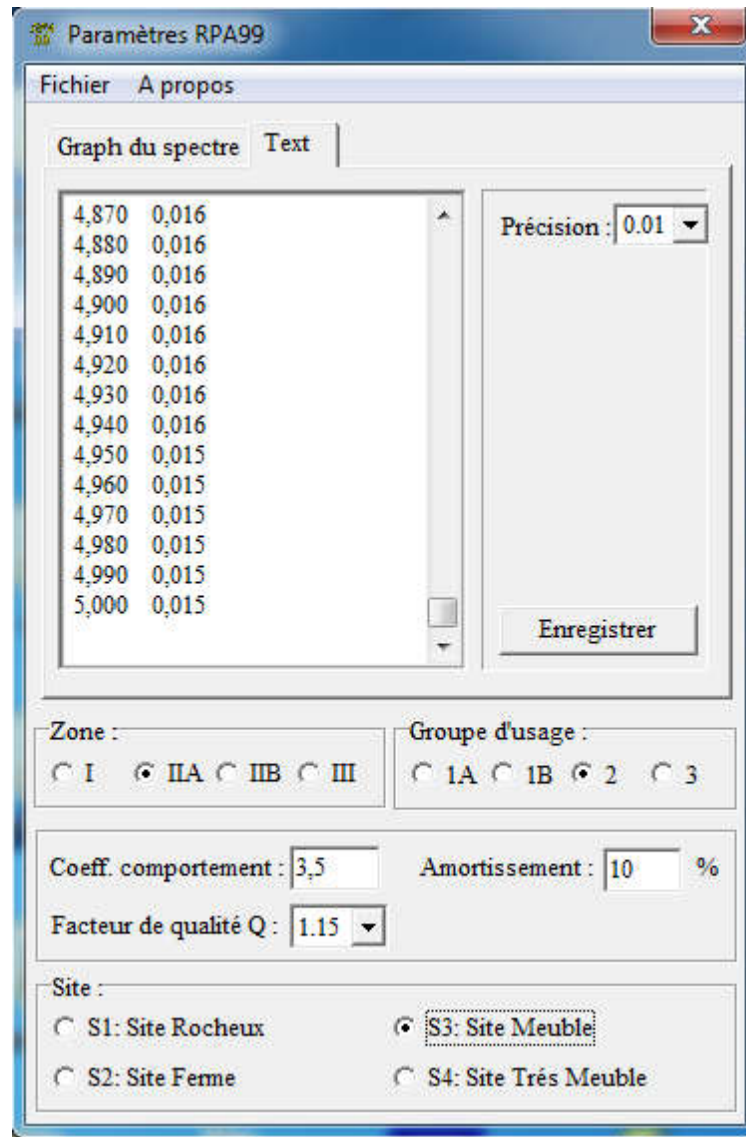
Tableau V.2: Valeurs du coefficient de comportement R.

On déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles

Donc **R=3.5**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que le plus grand nombre des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3.5** ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse



V.2.7. Calcul du facteur d'amplification dynamique D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$T_2=0.5 \text{ s} < T= 0.84 \text{ s} < 3 \text{ s}$

D'où

$$D= 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.84}\right)^{2/3} = 1.34$$

V.2.8. Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Sens X-X

Critère q	Observé	p_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V.3: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X.

Sens Y-Y

Critère q	Observé	p_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0
2-Redondance en plan	Non	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V.4: Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y.

Selon X-X : $Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$

Selon Y-Y : $Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$

Donc : $Q = 1.00$ (la plus défavorable dans le spectre de réponse).

V.2.9. Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

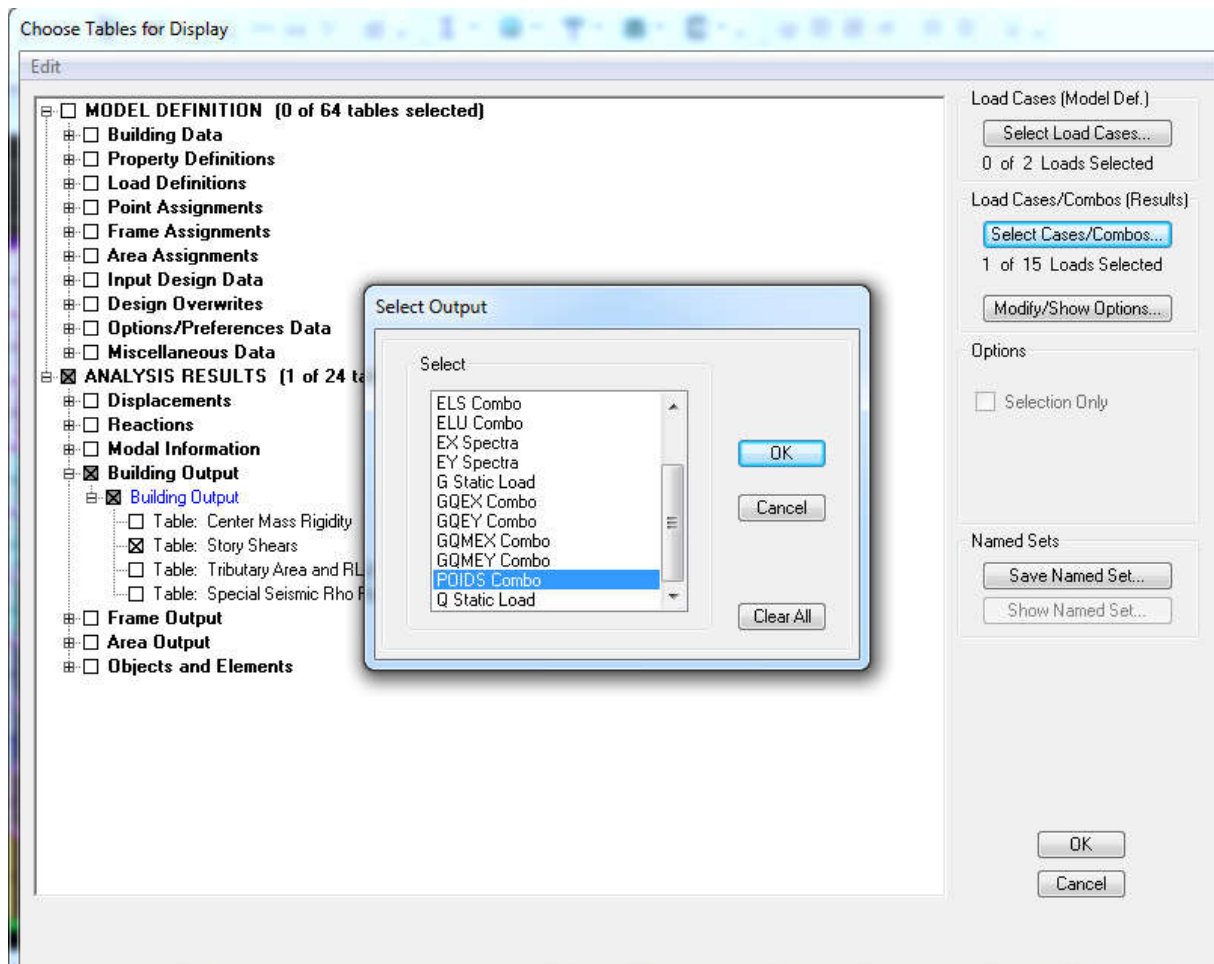
W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta=0,20$ (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA2003,

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building output Table: story shears** et on choisit **POIDS Combo**

On aura Ce tableau:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
3	TERRASSE-1	POIDS	Bottom	202,34	0	0	0	2158,576	-2812,484
5	TERRASSE	POIDS	Bottom	5425,85	0	0	0	47362,98	-75419,363
7	ET8	POIDS	Bottom	10271,77	0	0	0	90102,42	-142777,592
9	ET7	POIDS	Bottom	15117,68	0	0	0	132841,86	-210135,821
11	ET6	POIDS	Bottom	20078,35	0	0	0	176568,15	-279089,075
13	ET5	POIDS	Bottom	25039,02	0	0	0	220294,439	-348042,328
15	ET4	POIDS	Bottom	29999,68	0	0	0	264020,729	-416995,582
17	ET3	POIDS	Bottom	35090,4	0	0	0	308865,449	-487756,531
19	ET2	POIDS	Bottom	40181,11	0	0	0	353710,168	-558517,48
21	ET1	POIDS	Bottom	45417,18	0	0	0	399804,898	-631298,794
23	RDC	POIDS	Bottom	51256,82	0	0	0	451105,968	-712469,835

On choisit la valeur du RDC Bottom

Donc: $W=51256.82KN$

V.2.10. Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1}{3.5} \times 51256.82 \longrightarrow V_X = 2943.60KN$$

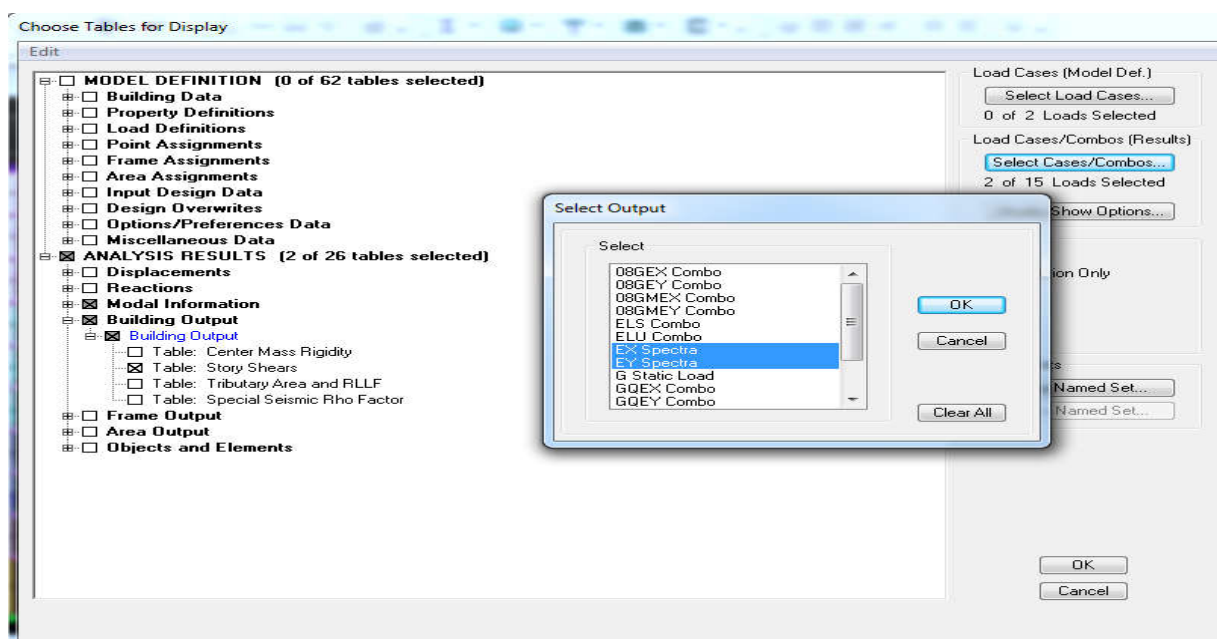
$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_Y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.34 \times 1}{3.5} \times 51256.82 \longrightarrow V_Y = 2943.60 KN$$

Vérification

En procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables.

On aura la fenêtre suivante :



On selection **building output** →table: Story shears

Et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET4	EY	Bottom	0,00	0,01	3439,02	53450,327	41915,525	0,013
ET3	EX	Top	0,00	3846,12	0,00	38933,470	0,004	43192,2
ET3	EX	Bottom	0,00	3846,12	0,00	38933,470	0,010	54401,8
ET3	EY	Top	0,00	0,00	3729,86	58249,914	41915,525	0,013
ET3	EY	Bottom	0,00	0,00	3729,86	58249,914	52761,259	0,013
ET2	EX	Top	0,00	4102,09	0,00	41756,996	0,010	54401,8
ET2	EX	Bottom	0,00	4102,09	0,00	41756,996	0,005	66285,4
ET2	EY	Top	0,00	0,00	3975,46	62383,962	52761,259	0,013
ET2	EY	Bottom	0,00	0,00	3975,46	62383,962	64256,919	0,002
ET1	EX	Top	0,00	4294,43	0,01	43898,361	0,005	66285,4
ET1	EX	Bottom	0,00	4294,43	0,01	43898,361	0,016	78702,8
ET1	EY	Top	0,00	0,00	4156,49	65451,009	64256,919	0,002
ET1	EY	Bottom	0,00	0,00	4156,49	65451,009	76263,597	0,007
RDC	EX	Top	0,00	4396,45	0,01	45001,552	0,016	78702,8
RDC	EX	Bottom	0,00	4396,45	0,01	45001,552	0,015	95793,7
RDC	EY	Top	0,00	0,00	4248,86	67019,192	76263,597	0,007
RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	4248,86	67019,192	92778,437	0,010

Sens x-x

$$V_{x\text{logiciel}} = 4396.45\text{KN} > 0.8 \times 2943.60 = \mathbf{2354.88 \text{ KN}}$$

Sens y-y

$$V_{y\text{logiciel}} = 4248.86 \text{ KN} > 0.8 \times 2943.60 = \mathbf{2354.88 \text{ KN}}$$

Conclusion

L'effort tranchant à la base est vérifié

V.2.11. Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (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 :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{(formule 4-19 de RPA 2003)}$$

δ_{ek} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i

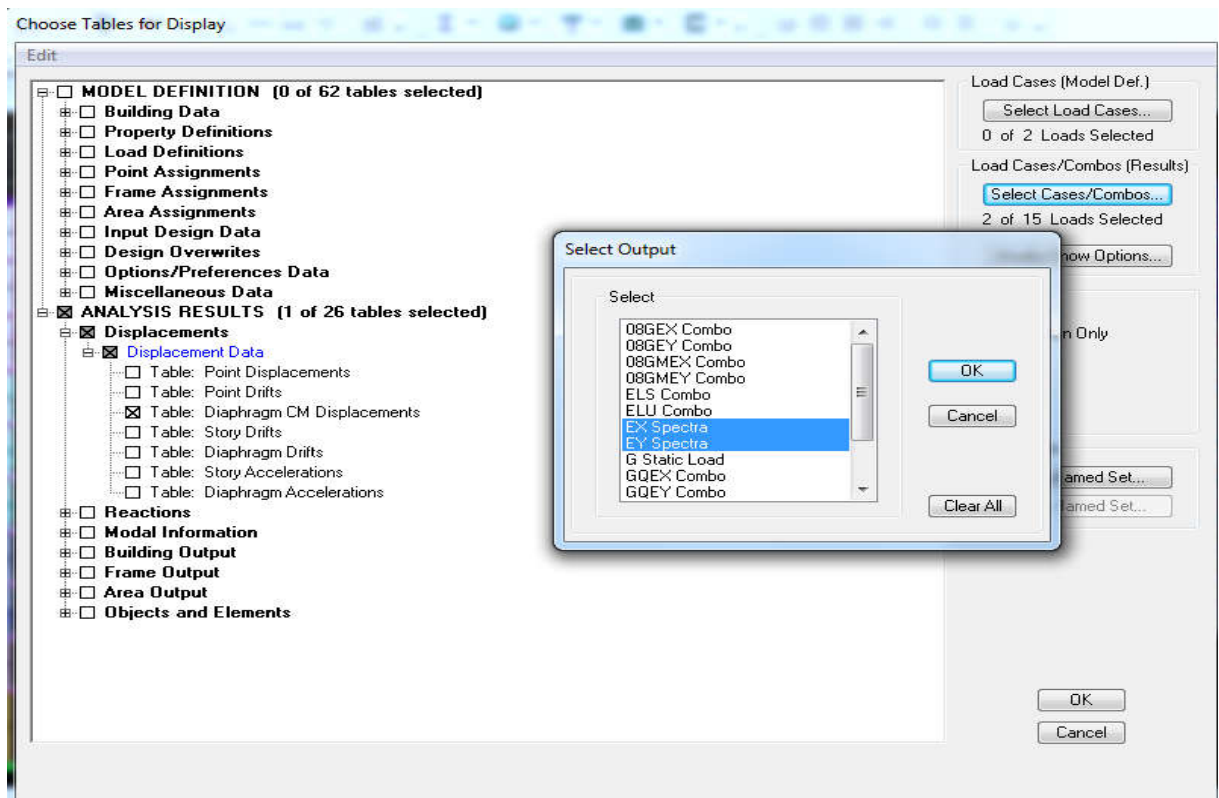
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** et **EY** en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE-1	D11	EX	0,0293	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
TERRASSE-1	D11	EY	0,0008	0,0298	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
TERRASSE	D10	EX	0,0268	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
TERRASSE	D10	EY	0,0000	0,0282	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
ET8	D9	EX	0,0243	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
ET8	D9	EY	0,0001	0,0255	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
ET7	D8	EX	0,0215	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
ET7	D8	EY	0,0001	0,0225	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
ET6	D7	EX	0,0185	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ET6	D7	EY	0,0001	0,0194	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ET5	D6	EX	0,0154	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ET5	D6	EY	0,0000	0,0161	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
ET4	D5	EX	0,0122	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ET4	D5	EY	0,0000	0,0127	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ET3	D4	EX	0,0091	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ET3	D4	EY	0,0000	0,0094	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
ET2	D3	EX	0,0061	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
ET2	D3	EY	0,0000	0,0062	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000

Figure V.3: Déplacements absolu sous l'action Ex et Ey.

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Story	Diaphragm	Load	UX(m)	δ_k	$\Delta_k = \delta_{k-1} - \delta_k$	Load	UY(m)		$\Delta_k = \delta_{k-1} - \delta_k$	1% h(m)	condition
	D11	EX	0,0293	0,103	0,009	EY	0,0298	0,104	0,006	0.0306	CV
ET9	D10	EX	0,0268	0,094	0,009	EY	0,0282	0,099	0,009	0.0306	CV
ET8	D9	EX	0,0243	0,085	0,010	EY	0,0255	0,089	0,011	0.0306	CV
ET7	D8	EX	0,0215	0,075	0,011	EY	0,0225	0,079	0,011	0.0306	CV
ET6	D7	EX	0,0185	0,065	0,011	EY	0,0194	0,068	0,012	0.0306	CV
ET5	D6	EX	0,0154	0,054	0,011	EY	0,0161	0,056	0,012	0.0306	CV
ET4	D5	EX	0,0122	0,043	0,011	EY	0,0127	0,044	0,012	0.0306	CV
ET3	D4	EX	0,0091	0,032	0,011	EY	0,0094	0,033	0,011	0.0306	CV
ET2	D3	EX	0,0061	0,021	0,009	EY	0,0062	0,022	0,010	0.0306	CV
ET1	D2	EX	0,0035	0,012	0,007	EY	0,0034	0,012	0,007	0.0306	CV
RDC	D1	EX	0,0014	0,005	0,005	EY	0,0013	0,005	0,005	0.0408	CV

Tableau V.5: Déplacements relatifs.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

V.2.12. Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où 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).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \text{ (Art 5.9 RPA 99 version 2003)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculé suivant la formule suivante : **W_i = W_Gi + βW_Qi**

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 »

On a:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 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.

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

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
TERRASSE-1	EY	Bottom		0	0	59,96	845,439	149,901	0,001
TERRASSE	EY	Bottom		0	0,01	956,53	14580,823	3033,054	0,02
ET8	EY	Bottom		0	0	1664,18	25434,833	8101,009	0,024
ET7	EY	Bottom		0	0,01	2214,59	33977,415	14780,781	0,005
ET6	EY	Bottom		0	0,01	2681,56	41335,617	22760,142	0,014
ET5	EY	Bottom		0	0	3092,73	47873,659	31860,925	0,007
ET4	EY	Bottom		0	0,01	3439,02	53450,327	41915,525	0,013
ET3	EY	Bottom		0	0	3729,86	58249,914	52761,259	0,013
ET2	EY	Bottom		0	0	3975,46	62383,962	64256,919	0,002
ET1	EY	Bottom		0	0	4156,49	65451,009	76263,597	0,007
RDC	EY	Bottom		0	0	4248,86	67019,192	92778,437	0,01

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE-1	EX	Bottom	0	60,54	0	659,208	0	151,342
TERRASSE	EX	Bottom	0	964	0	9493,694	0,006	3056,919
ET8	EX	Bottom	0	1700,1	0	16820,778	0,007	8240,209
ET7	EX	Bottom	0	2277,64	0	22618,941	0,003	15131,586
ET6	EX	Bottom	0	2761,56	0	27551,047	0,004	23386,707
ET5	EX	Bottom	0	3184,89	0	31918,544	0,004	32799,38
ET4	EX	Bottom	0	3543,62	0	35677,015	0,004	43192,239
ET3	EX	Bottom	0	3846,12	0	38933,47	0,01	54401,888
ET2	EX	Bottom	0	4102,09	0	41756,996	0,005	66285,471
ET1	EX	Bottom	0	4294,43	0,01	43898,361	0,016	78702,888
RDC	EX	Bottom	0	4396,45	0,01	45001,552	0,015	95793,733

Sens X-X

Étages	poids	Δ_{kx} [m]	V_x [KN]	h	Θ	Condition	conclusion
	202,34	0,009	60,54	3.06	0,010	≤ 0.1	CV
E9	5425,85	0,009	964	3.06	0,017	≤ 0.1	CV
E8	10271,77	0,010	1700,1	3.06	0,020	≤ 0.1	CV
E7	15117,68	0,011	2277,64	3.06	0,024	≤ 0.1	CV
ET6	20078,35	0,011	2761,56	3.06	0,026	≤ 0.1	CV
ET5	25039,02	0,011	3184,89	3.06	0,028	≤ 0.1	CV
ET4	29999,68	0,011	3543,62	3.06	0,030	≤ 0.1	CV
ET3	35090,4	0,011	3846,12	3.06	0,033	≤ 0.1	CV
ET2	40181,11	0,009	4102,09	3.06	0,029	≤ 0.1	CV
ET1	45417,18	0,007	4294,43	3.06	0,024	≤ 0.1	CV
RDC	51256,82	0,005	4396,45	4.08	0,014	≤ 0.1	CV

Tableau V.6: L'effet P-Delta selon le sens X-X.

Sens Y-Y

Étages	poids	Δ_{ky} [m]	V_y [KN]	h	Θ	Condition	conclusion
	202,34	0,006	59,96	3.06	0,007	≤ 0.1	CV
ET9	5425,85	0,009	956,53	3.06	0,017	≤ 0.1	CV
ET8	10271,77	0,011	1664,18	3.06	0,022	≤ 0.1	CV
ET7	15117,68	0,011	2214,59	3.06	0,025	≤ 0.1	CV
ET6	20078,35	0,012	2681,56	3.06	0,029	≤ 0.1	CV
ET5	25039,02	0,012	3092,73	3.06	0,032	≤ 0.1	CV
ET4	29999,68	0,012	3439,02	3.06	0,034	≤ 0.1	CV
ET3	35090,4	0,011	3729,86	3.06	0,034	≤ 0.1	CV
ET2	40181,11	0,010	3975,46	3.06	0,033	≤ 0.1	CV
ET1	45417,18	0,007	4156,49	3.06	0,025	≤ 0.1	CV
RDC	51256,82	0,005	4248,86	4.08	0,015	≤ 0.1	CV

Tableau V.7: L'effet P-Delta selon le sens Y-Y.

Remarque

Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieur à 0,1. Il peut être négligé.

V.3. Conclusion :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferrailage des différents éléments structuraux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments.

VI.1. Ferraillage des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant (M_{cor}).
- effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{cor}).
- moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{cor}).

Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	θ	béton			Aciers		
		γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)
durable	1	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	0.85	1.15	25	18.48	400	1	400

VI.1.2. Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 modifié 99 comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon BAEL91 modifiée 99 : $1,35 G + 1,5 Q \dots \dots \dots (1)$
- Situation accidentelle (article 5.2) selon le RPA99 version 2003 :
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots (2)$
- $0,8 G \pm E \dots \dots \dots (3)$
-

VI.1.3. Recommandation du RPA 99 version 2003

- Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1) :

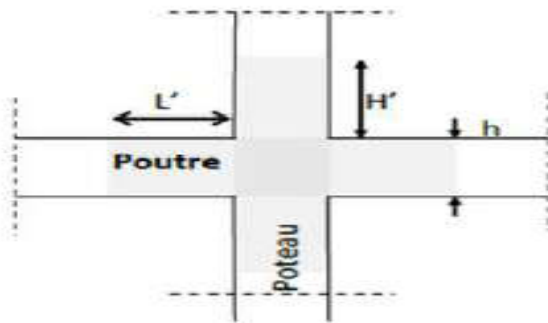
- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,008 \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{\max}=0,04 \times b \times h$ (cm ²)
Poteaux (50x50)	20.00	150	100
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau VI.1.1: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA.

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone **IIa**
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone **IIa**.

Délimitation de la zone nodale :



$$h' = \{h_c/6, b_1, h_1, 60\}$$

Pour:

- les poteaux de RDC et 1^{er} étage (50x50) : $h' = \{408/6, 50, 60\} = 68\text{cm}$
- les poteaux des étages courantes (2^{ème} et 3^{ème}) (45x45) : $h' = \{306/6, 45, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux des étages courantes (4^{ème} au 6^{ème}) (40x40) : $h' = \{306/6, 40, 60\} = 60\text{cm}$
- les poteaux des étages courantes (7^{ème} au 9^{ème}) (35x35) : $h' = \{306/6, 35, 60\} = 60\text{cm}$

$$L' = 2xh$$

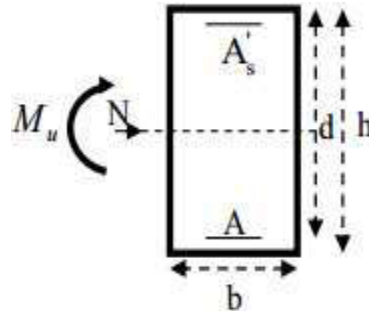
Pour les poutres (30x40) : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VI.1.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

➤ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

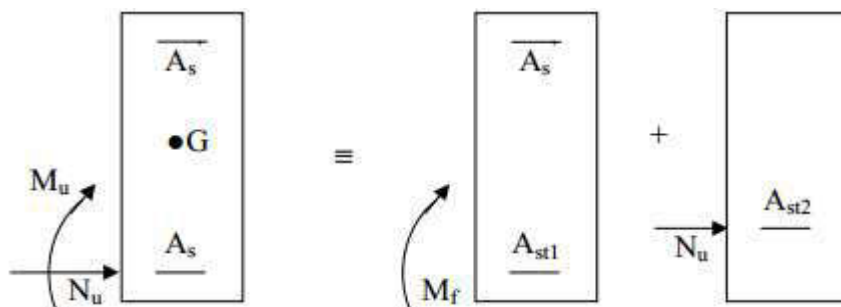


1^{er} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right. \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

M_f : Moment fictif



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

avec: $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.20 \text{ MPa}$

- Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

si: $A_s < 0$ donc : $A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

- Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

2ème cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u \cdot (d - c') - M_f}{b h f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Exemple de calcul a l'ELU

Pour les poteaux (50×50) : $N_u = 1838.75 \text{ kN}$; $M_u = 135.546 \text{ kN.m}$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{135.546}{1838.75} = 0.073 \text{ m}$$

$$e_u = 7.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 2 = 23 \text{ cm}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad ?$$

Avec :

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

On a:

$$M_f = 135.546 + 1838.75 \left(\frac{0.5}{2} - 0.02 \right) = 558.45 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.02}{0.5} \right) \times 0.5 \times (0.5)^2 \times 14.2 \cdot 10^3 = 540.665 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 287.375 \text{ KN.m} < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 540.665 \text{ KN.m} \rightarrow$$

(S.P .C)

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{558.45 \times 10^6}{500 \times 480^2 \times 14.2} = 0.342$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{(S.S.A) (As' = 0)}$$

$$\mu = 0.342 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.781$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{558.45 \times 10^6}{0.781 \times 480 \times 348 \times 10^2} = 42.80 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 42.80 - \frac{1838.75 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -10.04 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

➤ Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	Effort normale N « KN »	Moment M « KN.m »	observation	A _s cm ²	A _i Cm ²
Zone I (50x50)	ELU	N _{max} = 1838.75	M _{corr} = 2.638	SEC	0	0
	08GEX	N _{min} = -1025.82	M _{corr} = 20.851	SET	11.69	13.96
	GQEY	N _{corr} = -314.56	M _{max} = 135.546	SPC	0	11.2
Zone II (45x45)	ELU	N _{max} = 1407.75	M _{corr} = 12.814	SEC	0	0
	08GEX	N _{min} = -498.96	M _{corr} = 24.008	SET	4.77	7.7
	GQEY	N _{corr} = -166.72	M _{max} = 145.264	SPC	0	10.84
Zone III (40x40)	ELU	N _{max} = 1036.95	M _{corr} = 12.722	SEC	0	0
	08GEY	N _{min} = -200.74	M _{corr} = 61.966	SPC	0	6.74
	GQEY	N _{corr} = -26.59	M _{max} = 120.641	SPC	0	8.69
Zone IV (35x35)	ELU	N _{max} = 491.17	M _{corr} = 11.819	SEC	0	0
	08GEX	N _{min} = -71.14	M _{corr} = 8.322	SET	0.22	1.56
	GQEY	N _{corr} = 71.85	M _{max} = 90.828	SPC	0	5.19

- Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures
- A_s correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	(50x50)	11.69	13.96	20.00	20.6	4HA20+4HA16
2,3 ^{ème} étages	(45x45)	4.77	10.84	16.2	16.08	4HA16+4HA16
4,5,6 ^{ème} étages	(40x40)	0	8.69	12.8	14.2	4HA16+4HA14
7,8,9 ^{ème} étages	(35x35)	0.22	5.19	9.8	10.68	4HA14+4HA12

Tableau VI.1.2 : Ferraillage des poteaux dans le sens longitudinal.

VI.1.5. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)**

• **Le diamètre :**

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.

-Diamètre des aciers : selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{20}{3} = 6.66$$

Soit: $\phi_1 > 8\text{mm}$ Avec : Φ_1 : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_g \times f_g}$$

Avec : A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

• **Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$St \leq \min (10\phi_1; 15\text{cm}) \quad \text{longitudinale}$$

$$St \leq \min (10 \times 1,2; 15\text{cm}) = \min (12; 15\text{cm}) \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante

$$St \leq 15 \phi_1$$

$$St \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte : $St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$St = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- **Coefficient correcteur « ρ » :** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

- **Calcul d'élanement géométrique :**

SECTION DES POTEAUX (cm ²)	L ₀ (m)	L _f =0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
(50x50)	4.08	2.856	5.712
(45x45)	3.06	2.142	4.76
(40x40)	3.06	2.142	5.355
(35x35)	3.06	2.142	6.12

Tableau VI.1.3 : valeurs de l'élanements géométrique λ_g .

niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
RDC et 1 ^{er} étage	Zone I (50x50)	82.65	18.14
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Zone II (45x45)	95.84	19.05
du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage.	Zone III (40x40)	78.98	21.96
du 7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage.	Zone III (35x35)	63.89	23.87

Tableau VI.1.4 : Les efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

Poteau (35x35) (étage 7,8,9) :

$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$

Vu : L'effort tranchant max Vu = 63.89 KN

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 63.89}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 114.09 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 68.89}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 171.13 \text{ mm}^2$$

Poteau (40×40) (étage 4,5,6)

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 78.98 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 78.98}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 123.40 \text{ mm}^2$$

En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 78.98}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 185.11 \text{ mm}^2$$

Poteau (45×45) (étage 2,3)

$$\lambda_g = 4.76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 95.84 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{3.75 \times 95.84}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 199.66 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{3.75 \times 95.84}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 299.5 \text{ mm}^2$$

Poteau (50×50) (RDC et 1^{er} étages)

$$\lambda_g = 5.712 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 82.65 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$At = \frac{\rho \times Vu}{he \times fe} \times St = \frac{2.5 \times 82.65}{500 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 103.31 \text{ mm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 82.65}{500 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 154.96 \text{ mm}^2$$

VI.1.6. Vérifications à l'ELU

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$A_t / b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

- si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%
- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%
- si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b \times S_t}$ (%)	Zones	$A_{min} = 0.3\% \times b \times S_t (\text{cm}^2)$	$A_{calculé} (\text{cm}^2)$	$A_{choi} (\text{cm}^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(50x50) RDC et 1 ^{er} étage	5.712	0.3%	nodale	1.5	1.03	4Ø8 = 2.01	cv
			courante	2.25	1.54	4Ø10 = 3.14	cv
(45x45) Étage 2,3	4.76	0.6%	nodale	1.35	1.99	4Ø8 = 2.01	cv
			courante	2.025	2.99	4Ø10 = 3.14	cv
(40x40) Étage 4,5,6	5.355	0.3%	nodale	1.2	1.23	4Ø8 = 2.01	cv
			courante	1.8	1.85	4Ø8 = 2.01	cv
(35x35) Étage 7,8,9	6.12	0.3%	nodale	1.05	1.14	4Ø8 = 2.01	cv
			courante	1.575	1.71	4Ø8 = 2.01	cv

Tableau VI.1.5: Sections des armatures transversales.

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{min} < A_{choi}$

- Les poteaux (du 4^{ème} au 9^{ème} étage) seront encadrées avec un cadre de T8, de sections transversales (4Ø8 = 2.01cm²) dans la zone courante et la zone nodale.

- Les poteaux (RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage) seront encadrées avec un (4Ø10 = 3.14cm²) dans la zone courante, et de T8 dans la zone nodale.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

Droite minimum 10 Ø_t min = 8cm

• **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les HA12 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$
- Pour les HA14 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- Pour les HA16 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- Pour les HA20 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$

• **Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)**

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

Et : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence , $f_{ts} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

-Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\varnothing f_s}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328\text{cm}$$

-Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\varnothing f_s}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm}$$

-Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\varnothing f_s}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44\text{cm}$$

-Pour les HA 20 :

$$l_s = \frac{\varnothing f_s}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55\text{cm}$$

Vérification au cisaillement : (RPA/ Art 7.4.3.2)

on doit vérifier que: $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\rho_d = 0.075$ si $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

poteaux	V _u	B	h	λ _g	ρ _d	τ _b	τ̄	Vérification τ _b ≤ τ _{bu}
(50x50) RDC et 1 ^{er} étage	82.65	50	50	5.712	0.075	0.344	1.875	cv
(45x45) du 1 ^{er} au 3 ^{ème} étage	95.84	45	45	4.76	0.04	0.495	1	cv
(40x40) du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	78.98	40	40	5.355	0.075	0.519	1.875	cv
(35x35) du 7 ^{ème} au 9 ^{ème} étage	63.89	35	35	6.12	0.075	0.553	1.875	cv

Tableau VI.1.6 : Vérification au cisaillement.

VI.1.7. Vérification à L'ELS

Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec : A_{min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

Section	Effort normal N _s « KN »	Moment M _s « KN.m »	e _s « cm »	A _{min}	A _{adopté} (cm ²)	observation
Zone I (50x50)	N _{max} =1335.63	M _{corr} = 1.909	0.0014	7.12	20.61	CV
	N _{min} =359.54	M _{corr} = -1.769	0.0049	7.12		
	N _{corr} =866.48	M _{max} =28.954	0.0334	7.14		
Zone I (45x45)	N _{max} =1025.91	M _{corr} = 9.316	0.0090	5.75	16.08	CV
	N _{min} =252.97	M _{corr} = -0.409	0.0016	5.74		
	N _{corr} =643.35	M _{max} = 28.1	0.0436	5.76		
Zone II (40x40)	N _{max} =755.59	M _{corr} = 9.228	0.0122	4.51	14.2	CV
	N _{min} = 114.89	M _{corr} = -0.134	0.0011	4.51		
	N _{corr} = 351.13	M _{max} = 32.231	0.0917	4,54		
ZoneIII (35x35)	N _{max} =357.91	M _{corr} = 8.577	0.0239	3.43	10.68	CV
	N _{min} = 2.62	M _{corr} = 0.272	0.1038	3.46		
	N _{corr} =94.14	M _{max} = 33.459	0.3554	3.55		

Tableau VI.1.7 : Vérification de la condition de non fragilité.

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l’ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Remarque :

Aucune vérification n’est nécessaire pour l’acier (fissuration peu nuisible).

-Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel

[SOCOTEC] :

section	Effort normal N_s « KN »	Moment M_s « KN.m »
(50×50)	$N_{max}=1335.63$	$M_{corr}= 1.909$
	$N_{min}=359.54$	$M_{corr}= -1.969$
	$N_{corr}=866.48$	$M_{max}=28.954$
(45×45)	$N_{max}=1025.48$	$M_{corr}= 9.316$
	$N_{min}=252.97$	$M_{corr}= -0.409$
	$N_{corr}=643.35$	$M_{max}=28.1$

(40×40)	$N_{max}=755.59$	$M_{corr}=9.228$
	$N_{min}= 114.89$	$M_{corr}=0.134$
	$N_{corr}= 351.13$	$M_{max}= 32.231$
(35×35)	$N_{max}=357.91$	$M_{corr}= 8.577$
	$N_{min}=2.62$	$M_{corr}= 0.272$
	$N_{corr}=94.14$	$M_{max}= 33.459$

Tableau VI.1.8 : Efforts internes dans les poteaux

Les résultats sont donnés par le logiciel SOCOTEC comme suit :

Poteau 50 :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	1,1 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	16,6 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	18 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,21 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	3,63 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	53,5 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	29,9 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,93 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	4,34 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	65 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	63,5 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	4,23 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Potau45 :

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	4,48 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	66,6 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	56,1 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	3,71 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

Résultats aux ELS : Contraintes			
	calculées		limites
béton fibre supérieure :	0,99 MPa	<	15 MPa
armatures supérieures :	14,9 MPa	<	400 MPa
armatures inférieures :	15,4 MPa	<	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,03 MPa	<	15 MPa
Section entièrement comprimée.			

- Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	3,73 MPa	15 MPa
amatures supérieures :	54,4 MPa	400 MPa
amatures inférieures :	22,6 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	1,4 MPa	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Poteau 40 :

- Résultats aux ELS : Contraintes			- Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites		calculées	limites
béton fibre supérieure :	3,57 MPa	15 MPa	béton fibre supérieure :	4,25 MPa	15 MPa
amatures supérieures :	50,8 MPa	400 MPa	amatures supérieures :	63 MPa	400 MPa
amatures inférieures :	1,17 MPa	400 MPa	amatures inférieures :	48,9 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa	béton fibre inférieure :	3,2 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,39$ m

Section entièrement comprimée.

- Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	0,56 MPa	15 MPa
amatures supérieures :	8,4 MPa	400 MPa
amatures inférieures :	8,61 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0,57 MPa	15 MPa

Section entièrement comprimée.

Poteau 35 :

- Résultats aux ELS : Contraintes			- Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites		calculées	limites
béton fibre supérieure :	0,04 MPa	15 MPa	béton fibre supérieure :	3,06 MPa	15 MPa
amatures supérieures :	0,57 MPa	400 MPa	amatures supérieures :	44,6 MPa	400 MPa
amatures inférieures :	-0,08 MPa	400 MPa	amatures inférieures :	24,9 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa	béton fibre inférieure :	1,57 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,29$ m

Section entièrement comprimée.

- Résultats aux ELS : Contraintes		
	calculées	limites
béton fibre supérieure :	4,03 MPa	15 MPa
amatures supérieures :	52,7 MPa	400 MPa
amatures inférieures :	-67,6 MPa	400 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,16$ m

VI.1.8. Conclusion

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC, 1er étage.	(50x50)	20.61	4HA20+4HA16
2,3 ^{ème} étages	(45x45)	16.08	4HA16+4HA16
7, 8,9 ^{ème} étages	(40x40)	14.2	4HA16+4HA14
7, 8,9 ^{ème} étages	(35x35)	10.68	4HA14+4HA12

Tableau VI.1.9: Résultats de ferrailage des poteaux.

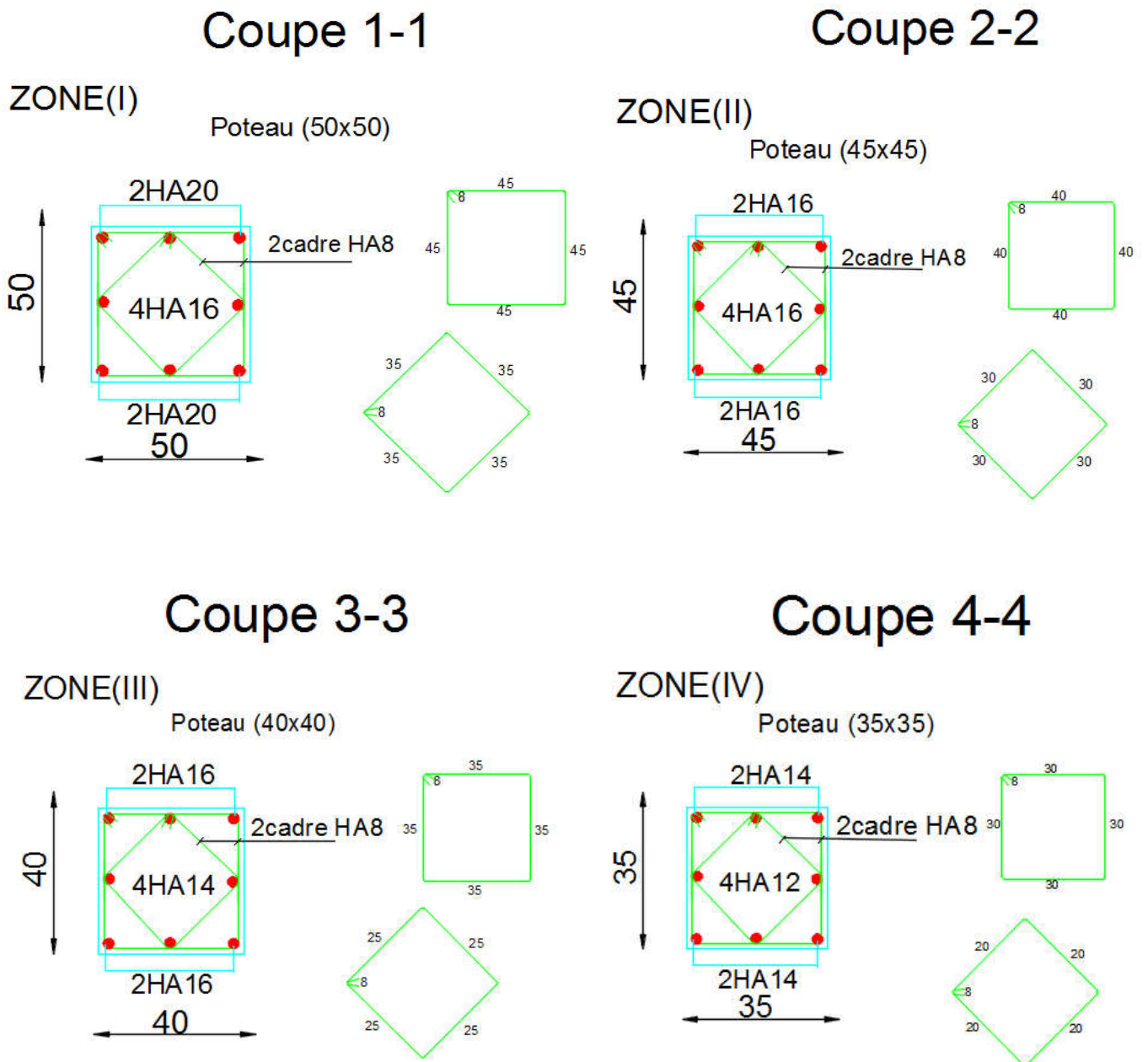


Figure VI.1 Schémas de ferrailage des poteaux.

VI.2. Ferrailage des poutres

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU ; BAEL 91
- G + Q à l'ELS ; BAEL91
- G + Q ± E ; RPA99/Version 2003
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003

VI.2.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :

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

- ❖ Poutres principales :(30 × 40)
- ❖ Poutres secondaires : (30 × 35)

$$\text{Donc : } A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- ✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ Avec } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

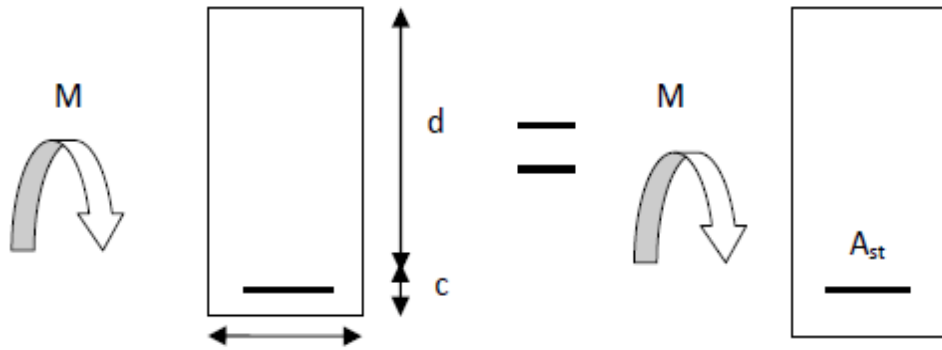
$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1h \end{array} \right.$$

❖ **1er cas:**

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



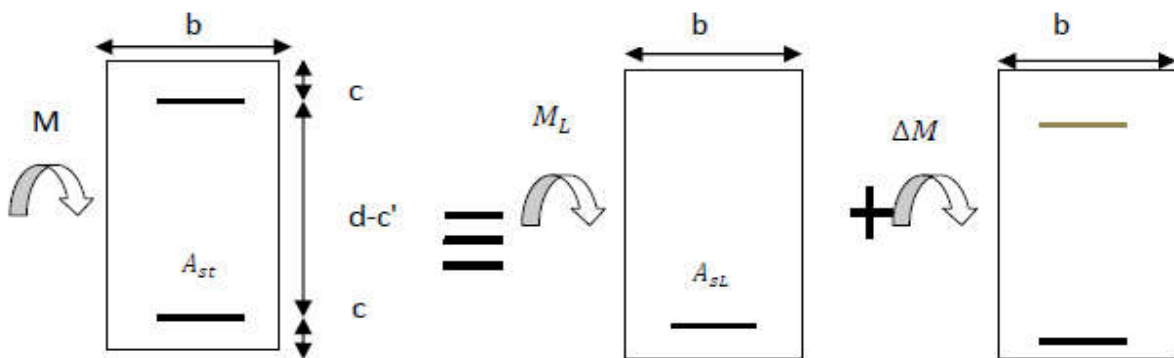
Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ **2^{ème} cas:**

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.2.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Exemple de calcul :

1-Poutres principales(30 × 40)

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{111.879 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21.74} = \mathbf{0,118} < \mu_1 = \mathbf{0,392}$$

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

$$\mu = \mathbf{0,118} \longrightarrow \beta = 0,937$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{111.879 \times 10^3}{0,937 \times 38 \times 400} = 7,85[\text{cm}^2]$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{169.364 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 21.74} = \mathbf{0,179} < \mu_1 = \mathbf{0,392}$$

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

$$\mu = \mathbf{0,179} \longrightarrow \beta = 0,900$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{169.364 \times 10^3}{0,900 \times 38 \times 400} = 12.38[\text{cm}^2]$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferraillage	A adoptée (cm^2)
En travée	111.879	0,118	SSA	0,937	7,85	3HA14+3HA12	8,01
Aux appuis	169.364	0,179	SSA	0,900	12.38	3HA14+3HA20	14.04

Tableau VI.2.2 : ferraillage des poutres principales

2-Poutre secondaires(30 × 35) :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{87.895 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21.74} = 0,123 < \mu_1 = 0,392$$

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

$$\mu = 0,123 \longrightarrow \beta = 0,934$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{87.895 \times 10^3}{0,934 \times 33 \times 400} = 7.13 [\text{cm}^2]$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{108.741 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21.74} = 0,153 < \mu_1 = 0,392$$

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

$$\mu = 0,153 \longrightarrow \beta = 0,916$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108.741 \times 10^3}{0,916 \times 33 \times 400} = 8.99 [\text{cm}^2]$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	Obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferraillage	A adoptée (cm^2)
En travée	78.895	0,123	SSA	0,934	7.13	3HA14+3HA12	8.01
Aux appuis	108.741	0,153	SSA	0,916	8.99	3HA14+3HA16	10,65

Tableau VI.2.3 : ferraillage des poutres secondaires

VI.2.4. Vérification des armatures longitudinales :

A) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

1. Poutres principales PP :

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,376[\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 14.014 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,376[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 14.04 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6 [\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 > A_{\text{min}} = 1.376[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,195[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65\text{cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 5,25[\text{cm}^2]$$

- **En travée :**

$$A_{\text{adoptée}} = 8.01 > A_{\text{min}} = 1,195[\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales PP :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{\text{max}} = 158.85$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{158.85 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.39 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,39 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = 79,91 \text{ [KN]} \text{ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.}$$

$$\tau_u = \frac{79,91 \times 10^3}{300 \times 330} = \mathbf{0,807 \text{ [MPa]}}$$

$$\diamond \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ [MPa]} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,807 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C) Influence de l'effort tranchant :

1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 380 \times 300 = \mathbf{684 \text{ [KN]}}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 158,85 \text{ [KN]} < 684 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d} \right) = \left(158,85 - \frac{169,364}{0,9 \times 0,38} \right) = \mathbf{-336,36 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 330 \times 300 = \mathbf{594 \text{ [KN]}}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 79,91 \text{ [KN]} < 594 \text{ [KN]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \left(79,91 - \frac{108,741}{0,9 \times 0,33} \right) = -286,22 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

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

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

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

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 2 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 32,028 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{158,85 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 320,28} = 1,45 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} = 1,333 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]}$ → **Condition vérifiée.**

2. Poutres secondaires PS :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{ [cm]}$$

$$\tau_{se} = \frac{79,91 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 282,6} = 0,952 \text{ [MPa]}$$

E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 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 les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{16} : $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ [cm]}$
- Pour les ϕ_{20} : $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ [cm]}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,932$ [cm]
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75$ [cm]
- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,576$ [cm]
- Pour les ϕ_{20} : $L_a = 28,216$ [cm]

F) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1; 1,2; 2,5) = 1 \text{ [cm]}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

on prend $\phi = 8$ [mm]

On choisira un cadre +un étrier soit $\phi = 8$ [mm]

❖ **Espacement d'armatures :**

• **Poutres principales :**

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \longrightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,2\right)$$

$S_t \leq \min(10; 14,4)$ Soit : $S_t = 8$ [cm]

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \quad \text{(Art 7.5.2.2RPA/version 2003)}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \quad S_t \leq 20\text{cm}$

Soit : $S_t = 15$ [cm]

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

• **Poutres secondaires :**

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) S_t \leq \longrightarrow \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4\right)$$

$S_t \leq \min(8,75; 16,8)$ Soit : $S_t = 8$ [cm]

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t \leq 17,5\text{cm}$$

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

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} L' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

h: Hauteur de la poutre.

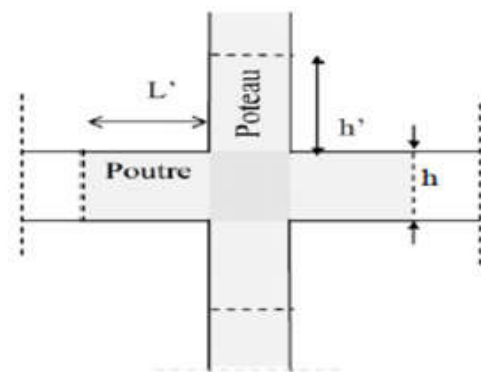
b₁, h₁: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.

On aura :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right) \text{ [cm]}$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$



Délimitation de la zone nodale.

✓ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales :**
- **Poutres principales et poutre secondaire :**

❖ **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{t\min} = 0,6 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Zone courante:**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{adop} = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{t\min} = 1,35 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5. Vérification à L'ELS :

1. Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348[MPa]$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$

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

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale :

PP	M_{max} (KN.m)	A_{st}	ρ	α	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	43.08	8,01	0,702	0,366	0,878	25,98	161.2	6.2	15	cv
Aux appuis	81.632	14.04	1.23	0,45	0,85	18.33	180	9.82	15	cv

Poutre secondaire :

PS	M_{\max} (KN.m)	A_{st}	ρ	α	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
En travée	33.93	8.01	0.809	0,387	0,871	23.76	147.37	6.202	15	cv
Aux appuis	35.347	10,65	1,075	0,429	0,857	19,96	117.35	5.87	15	cv

VII.2.6. Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ sens des poutres principales :

$$0,0663[\text{cm}] < \frac{430}{500} = 0,86[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ sens des poutres secondaires :

$$0,0316[\text{cm}] < \frac{400}{500} = 0,8[\text{cm}] \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

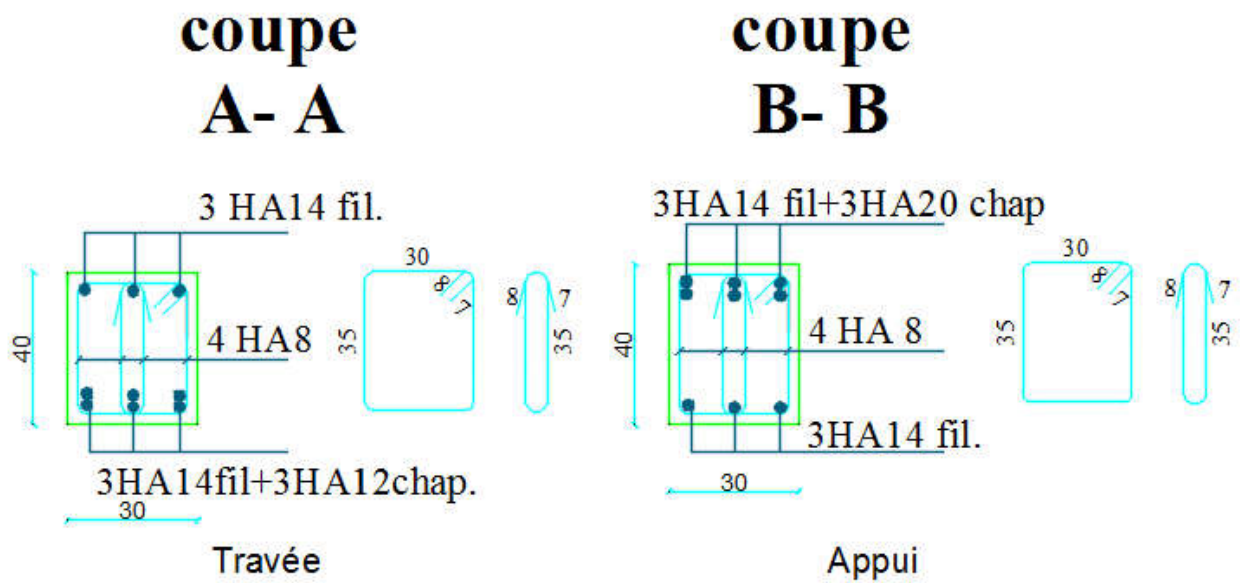


Figure VI. 2 Ferraillage des poutres principales

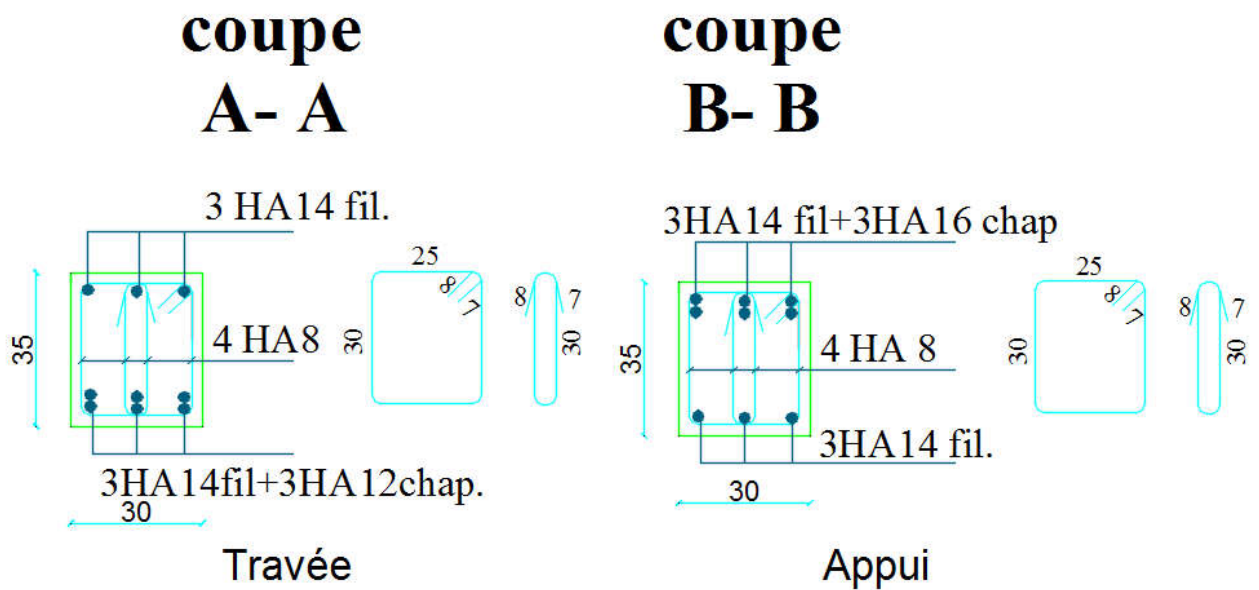


Figure VI.2 : Ferraillage des poutres secondaires.

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- **Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.**
- **Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.**

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures de montages**

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I : RDC, 1er étage**
- **Zone II : 2 et 3ème étage**
- **Zone III : 4,5 et 6ème étage**
- **Zone IV : 7,8 et 9ème étage**

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

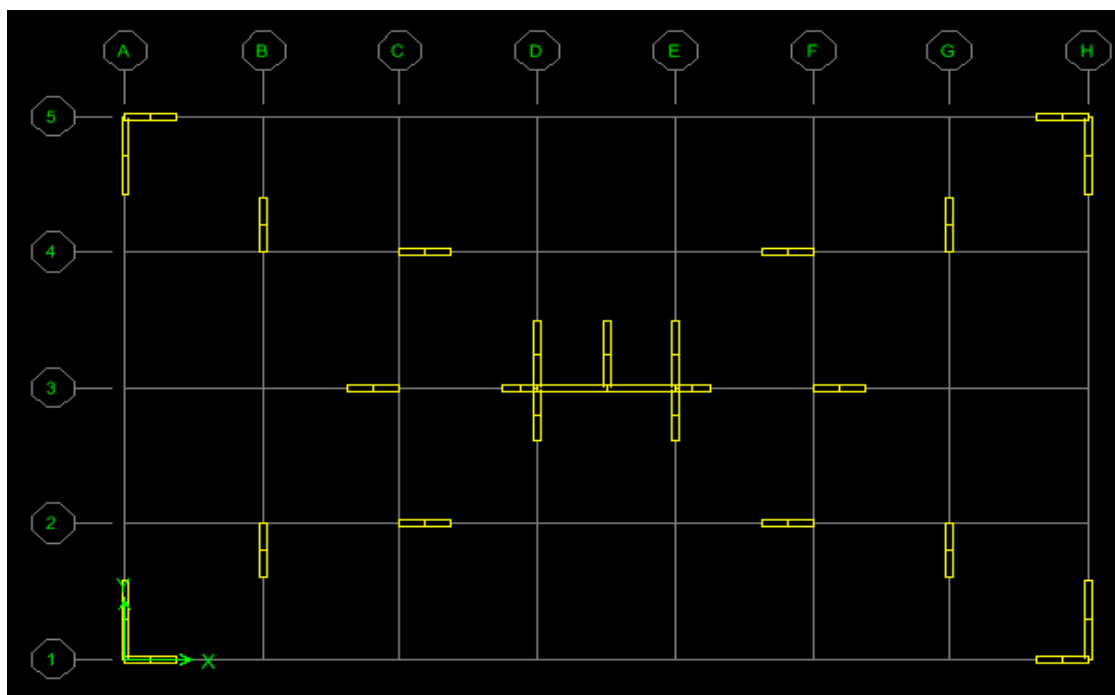


Figure VI.3.1 : Disposition des voiles dans notre structure.

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- **1.35G+1.5Q** à l'ELU
- **G+Q±E** RPA 2003
- **0.8G±E** RPA 2003

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \longrightarrow [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers 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.

Après on aura La longueur de la zone tendue L_t tel que :

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.3. Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

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.

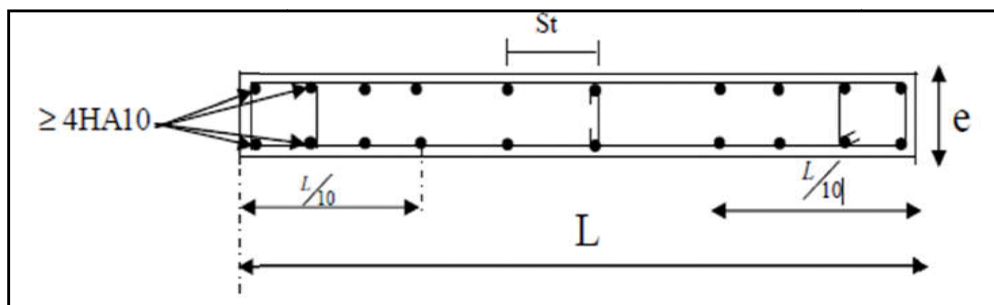


Figure VI.3.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

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 (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%B$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h : 0,10\%B$ en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ **Espacement :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

VI.3.3. Vérifications :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

➤ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

D'ou: b_0 : **Epaisseur du linteau ou du voile.**

d : **Hauteur utile** ($d = 0.9 \times h$).

h : **Hauteur totale de la section brute.**

➤ D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : **Contrainte de cisaillement.**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI.3.4. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile TRV de la zone I :

$$L = 4.00 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 5759,03 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2505,05 \quad \text{KN/m}^2$$

⇒ **La section est partiellement comprimée**

- **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

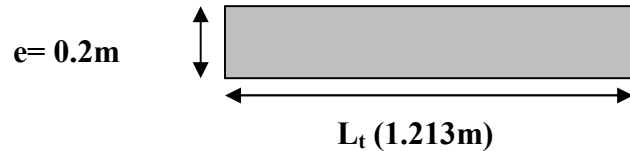
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5759.03}{5759.03+2505.05} \times 4.00$$

$$L_c=2.787 \text{ m}$$

Donc : $L_c=2.787\text{m} \Rightarrow L_t=L-L_c=1.213 \text{ m}$

- Détermination de la longueur de la bande « d » :



Soit un tronçon : $d = \frac{L_t}{2} = \frac{1.213}{2} = 0.606\text{m}.$

- ❖ Calcul de la contrainte :

$$\sigma_{\min}=2505.05\text{KN/m}^2$$

$$d= 0.606\text{m} \text{ et } e = 0.2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t-d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.213-0.606)2505.05}{1.213} = 1252.525\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1= 1252.525\text{KN/m}^2$$

- ❖ Détermination des efforts normaux :

L'effort normal est égale à: $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$

$$N_1 = \frac{2505.05 + 1252.525}{2} \times 0.606 \times 0.20$$

$$N_1= 227.803\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1252.525}{2} \times 0.606 \times 0.20$$

$$N_2=75.934\text{KN}$$

- ❖ Espacement :

zone courante $(d_2)S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ soit :

$$S_t = 30\text{cm zone d'extrimité}(d_1) \quad D = \frac{S_t}{2} = 15\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

➤ Calcul des armatures :

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{227.803}{40} = 5.695 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{75.934}{40} = 1.898 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times e \times B \right\} \Leftrightarrow \text{Max}(6.063 \text{ cm}^2 ; 2.4 \text{ cm}^2) \dots \dots \dots \mathbf{A_{\min} = 6.063.}$$

- Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4 \text{ V}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 1443.61 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 55.579 \text{ cm}^2$$

➤ Les armatures calculées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.695 + \frac{55.579}{4} = 19.59 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.898 + \frac{55.579}{4} = 15.793 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 19.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.063 \text{ cm}^2$ **On ferraille avec $A_1 = 36,20 \text{ cm}^2$.**

$A_2 = 15.793 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.063 \text{ cm}^2$ **On ferraille avec $A_2 = 18,33 \text{ cm}^2$**

➤ Armatures horizontales :

$$A_H = \max (AV/4; 0, 15\% B) \rightarrow A_H = \max (4.9; 1.82)$$

$$A_H = 4.9 \text{ cm}$$

On adopte: $A_H = 7 \text{ HA}10 = 5.49 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- (BAEL91 modifiée 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1443.61 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0, 15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 2.00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0, 2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 1443.61 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 2.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow CV$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0, 6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1505.22 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 55.579 \times 10^2} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux suivant :

		Voile VL1					
		zone	I	II	III	IV	V
caractéristiques	L (m)	4	4	4	4	4	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,8	0,6	0,6	0,6	0,6	
	l(m ⁴)	1,067	0,800	0,800	0,800	0,800	
	v=v'=L/2 (m)	2	2	2	2	2	
solllicitations de calcul	Nmax (KN)	2142,31	1780,12	1678,08	1355,82	766,330	
	Nmin (KN)	419,500	592,040	569,390	341,58	42,160	
	M (KNm)	3202,95	2374,14	2045,10	1200,24	410,350	
	Nser (KN)	1505,22	1300,59	1225,91	990,20	559,320	
	T (KN)	1443,61	1463,78	1346,59	998,58	481,930	
	σmax (KN/m ²)	5759,03	5644,23	4856,14	2960,68	1537,23	
	σmin (KN/m ²)	-2505,05	-3062,61	-1298,33	-87,690	-135,240	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	2,787	2,593	3,156	3,885	3,677	
	Lt(m)	1,213	1,407	0,844	0,115	0,323	
	d(m)	0,606	0,703	0,422	0,058	0,162	
	σ1 (KN/m ²)	1252,525	1531,305	649,165	43,845	67,620	
	N1 (KN)	227,803	242,385	61,626	0,568	2,461	
	N2 (KN)	75,934	80,795	20,542	0,189	0,820	
	Av1 (cm ²)	6,546	6,965	1,771	0,016	0,071	
	Av2 (cm ²)	2,182	2,322	0,590	0,005	0,024	
	Amin (cm ²)	6,063	5,276	3,164	0,431	1,213	
	Avj (cm ²)	55,579	56,356	51,844	38,445	18,554	
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	20,441	21,054	14,732	9,628	4,709	
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	16,077	16,411	13,551	9,617	4,662		
Armatures verticales /nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	Bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales /nappe	Av/4	5,11	5,26	3,68	2,41	1,18	
	0,15%B	1,819	2,110	1,266	0,173	0,485	
	Ah(cm ²)	7,85	7,85	7,85	7,85	7,85	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ²)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
vérification de la contrainte	ζb=5	3,669	3,721	3,423	2,538	1,225	
	ζu=3,25	2,621	2,658	2,445	1,813	0,875	
	σbc=15	1,798	1,893	1,594	1,172	0,662	

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles transversales de VL1.

		Voile VL2					
		zone	I	II	III	IV	V
Caractéristiques	L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,3	0,225	0,225	0,225	0,225	
	l(m ⁴)	0,056	0,042	0,042	0,042	0,042	
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	2142,31	1780,12	1678,08	1355,82	766,33	
	Nmin (KN)	419,50	596,01	623,03	412,69	95,290	
	M (KNm)	3202,96	2374,14	2045,10	1200,25	395,49	
	Nser (KN)	8477,90	6847,64	6356,41	5280,46	2910,21	
	T (KN)	1185,96	1347,11	1312,570	995,85	481,93	
	σmax (KN/m ²)	6689,06	7032,46	5728,470	4652,41	3687,40	
	σmin (KN/m ²)	-3976,87	-2176,95	-1425,11	-653,68	-2274,23	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,941	1,145	1,201	1,315	0,928	
	Lt(m)	0,559	0,355	0,299	0,185	0,572	
	d(m)	0,280	0,177	0,149	0,092	0,286	
	σ1 (KN/m ²)	1988,435	1088,475	712,555	326,840	1137,115	
	N1 (KN)	166,816	43,419	23,955	6,795	73,201	
	N2 (KN)	55,605	14,473	7,985	2,265	24,400	
	Av1 (cm ²)	4,794	1,248	0,688	0,195	2,103	
	Av2 (cm ²)	1,598	0,416	0,229	0,065	0,701	
	Amin (cm ²)	2,796	1,330	1,121	0,693	2,146	
	Avj (cm ²)	45,659	51,864	50,534	38,340	18,554	
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	16,208	14,214	13,322	9,780	6,742		
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	13,013	13,382	12,863	9,650	5,340		
Armatures verticale / nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
Espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales /nappe	Av/4	4,05	3,55	3,33	2,45	1,69	
	0,15%B	0,839	0,532	0,448	0,277	0,858	
	Ah (cm ²)	14,14	14,92	14,92	14,92	14,92	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ²)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification de la contrainte	ζb=5	3,014	3,424	3,336	2,531	1,225	
	ζu=3,25	2,153	2,446	2,383	1,808	0,875	
	σbc=15	6,133	5,935	4,138	3,234	1,191	

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles transversales de VL2.

		Voile VL3					
		zone	I	II	III	IV	V
Caractéristiques	L (m)	1	1	1	1	1	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	I(m ⁴)	0,017	0,013	0,013	0,013	0,013	
	v=v'=L/2 (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	1032,810	866,490	811,480	645,890	347,820	
	Nmin (KN)	287,950	275,97	286,89	190,72	45,920	
	M (KNm)	5946,450	3841,390	2834,050	1513,410	796,060	
	Nser (KN)	754,680	633,180	592,900	471,820	251,440	
	T (KN)	384,790	254,600	207,970	179,950	134,990	
	σmax (KN/m ²)	9300,280	8560,320	6551,980	4131,480	2894,810	
	σmin (KN/m ²)	-6060,26	-4969,54	-3393,89	-1742,69	-1187,96	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,605	0,633	0,659	0,703	0,709	
	Lt(m)	0,395	0,367	0,341	0,297	0,291	
	d(m)	0,197	0,184	0,171	0,148	0,145	
	σ1 (KN/m ²)	3030,130	2484,770	1696,945	871,345	593,980	
	N1 (KN)	179,324	102,674	65,144	29,081	19,443	
	N2 (KN)	59,775	34,225	21,715	9,694	6,481	
	Av1 (cm ²)	5,153	2,950	1,872	0,836	0,559	
	Av2 (cm ²)	1,718	0,983	0,624	0,279	0,186	
	Amin (cm ²)	1,973	1,377	1,280	1,113	1,091	
Avj (cm ²)	14,814	9,802	8,007	6,928	5,197		
A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	8,857	5,401	3,874	2,568	1,858		
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	5,421	3,434	2,626	2,011	1,486		
Armatures verticale / nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
Espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales /nappe	Av/4	2,21	1,35	0,97	0,64	0,46	
	0,15%B	0,592	0,551	0,512	0,445	0,436	
	Ah (cm ²)	14,14	14,92	14,92	14,92	14,92	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ²)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification de la contrainte	ζb=5	0,978	0,647	0,529	0,457	0,343	
	ζu=3,25	0,699	0,462	0,378	0,327	0,245	
	σbc=15	3,180	2,670	1,859	1,194	0,636	

Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles transversales de VL3.

		Voile VT1					
		zone	I	II	III	IV	V
Caractéristiques	L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,5	0,375	0,375	0,375	0,375	
	l(m ⁴)	0,260	0,195	0,195	0,195	0,195	
	v=v'=L/2 (m)	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	4406,130	3664,990	3386,550	2732,540	1459,920	
	Nmin (KN)	2276,060	1896,420	1559,390	958,980	260,920	
	M (KNm)	27467,40 0	16942,59 0	13079,46 0	8154,030	4481,980	
	Nser (KN)	3221,940	2680,390	2476,120	1977,350	1066,980	
	T (KN)	1086,990	893,580	834,590	674,270	377,710	
	σmax (KN/m ²)	2468,480	6977,350	5220,06	3228,36	2901,64	
	σmin (KN/m ²)	-1124,03	-3818,17	-2555,75	-1025,31	-1174,570	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1,718	1,616	1,678	1,897	1,780	
	Lt(m)	0,782	0,884	0,822	0,603	0,720	
	d(m)	0,391	0,442	0,411	0,301	0,360	
	σ1 (KN/m ²)	562,015	1909,085	1277,875	512,655	587,285	
	N1 (KN)	65,942	189,902	118,128	34,754	47,595	
	N2 (KN)	21,981	63,301	39,376	11,585	15,865	
	Av1 (cm ²)	1,895	5,457	3,394	0,999	1,368	
	Av2 (cm ²)	0,632	1,819	1,131	0,333	0,456	
	Amin (cm ²)	3,911	3,316	3,081	2,260	2,701	
	Avj (cm ²)	41,849	34,403	32,132	25,959	14,542	
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	12,357	14,058	11,427	7,489	5,003	
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	11,094	10,420	9,164	6,823	4,091		
Armatures verticales / nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
Espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales / nappe	Av/4	3,09	3,51	2,86	1,87	1,25	
	0,15%B	1,173	1,326	1,233	0,904	1,081	
	Ah (cm ²)	14,14	14,92	14,92	14,92	14,92	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ²)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification de la contrainte	ζb=5	2,763	2,271	2,121	1,714	0,960	
	ζu=3,25	1,973	1,622	1,515	1,224	0,686	
	σbc=15	5,996	5,799	4,553	3,189	1,721	

Tableau VI.3.5 : Ferrailage des voiles transversales de VT1.

		Voile VT2					
		zone	I	II	III	IV	V
Caractéristiques	L (m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,42	0,315	0,315	0,315	0,315	
	l(m ⁴)	0,154	0,116	0,116	0,116	0,116	
	v=v'=L/2 (m)	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	5638,610	3899,270	3075,940	2111,890	1241,600	
	Nmin (KN)	1477,660	314,060	209,670	350,530	49,380	
	M (KNm)	6006,430	4453,460	3440,110	1649,590	568,430	
	Nser (KN)	2448,150	2107,700	1933,070	1542,460	844,770	
	T (KN)	712,480	496,580	420,990	410,030	318,450	
	σmax (KN/m ²)	6771,660	7165,240	5523,690	3737,070	3476,090	
	σmin (KN/m ²)	-3429,93	-3491,42	-2449,58	-1528,77	-951,460	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1,394	1,412	1,455	1,490	1,649	
	Lt(m)	0,706	0,688	0,645	0,610	0,451	
	d(m)	0,353	0,344	0,323	0,305	0,226	
	σ1 (KN/m ²)	1714,965	1745,710	1224,790	764,385	475,730	
	N1 (KN)	181,628	135,122	88,897	52,427	24,152	
	N2 (KN)	60,543	45,041	29,632	17,476	8,051	
	Av1 (cm ²)	5,219	3,883	2,555	1,507	0,694	
	Av2 (cm ²)	1,740	1,294	0,852	0,502	0,231	
	Amin (cm ²)	3,530	2,580	2,419	2,286	1,692	
	Avj (cm ²)	27,430	19,118	16,208	15,786	12,260	
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	12,077	8,662	6,607	5,453	3,759	
A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	8,597	6,074	4,904	4,449	3,296		
Armatures verticale / nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
Espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales/nappe	Av/4	3,02	2,17	1,65	1,36	0,94	
	0,15%B	1,059	1,032	0,968	0,915	0,677	
	Ah	14,14	14,92	14,92	14,92	14,92	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ⁰)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification de la contrainte	ζb=5	1,811	1,262	1,070	1,042	0,809	
	ζu=3,25	1,294	0,902	0,764	0,744	0,578	
	σbc=15	5,353	5,241	3,995	2,754	1,508	

Tableau VI.3.6 : Ferrailage des voiles transversales de VT2.

		Voile VL3					
		zone	I	II	III	IV	V
Caracteristiques	L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	
	e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	
	B(m ²)	0,3	0,225	0,225	0,225	0,225	
	l(m ⁴)	0,056	0,042	0,042	0,042	0,042	
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
Sollicitations de calcul	Nmax (KN)	8503,63	6879,57	6370,07	5242,60	2890,74	
	Nmin (KN)	1915,25	2114,73	2258,43	1524,51	356,610	
	M (KNm)	10643,47	5510,42	3624,67	1816,30	1350,39	
	Nser (KN)	6190,44	5011,72	4640,48	3819,35	2107,43	
	T (KN)	847,71	618,52	616,78	577,200	445,150	
	σmax (KN/m ²)	8346,27	7160,66	5754,93	4483,99	3391,14	
	σmin (KN/m ²)	-5216,89	-3746,52	-2591,94	-1255,92	-1339,88	
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0,923	0,985	1,034	1,172	1,075	
	Lt(m)	0,577	0,515	0,466	0,328	0,425	
	d(m)	0,288	0,258	0,233	0,164	0,212	
	σ1 (KN/m ²)	2608,44	1873,26	1295,97	627,96	669,94	
	N1 (KN)	225,743	108,582	67,911	23,186	32,018	
	N2 (KN)	75,248	36,194	22,637	7,729	10,673	
	Av1 (cm ²)	6,487	3,120	1,951	0,666	0,920	
	Av2 (cm ²)	2,162	1,040	0,650	0,222	0,307	
	Amin (cm ²)	2,885	1,932	1,747	1,231	1,593	
	Avj (cm ²)	32,637	23,813	23,746	22,222	17,138	
	A1=Av1+Avj/4 (cm ²)	14,646	9,073	7,888	6,222	5,205	
	A2=Av2+Avj/4 (cm ²)	10,322	6,993	6,587	5,778	4,591	
Armatures verticale / nappe	bande 1	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
	bande 2	N ^{bre} de barres	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA10
		S adoptée (cm ²)	10,77	10,77	7,92	7,92	5,49
Espacement	bande 1	15	15	15	15	15	
	bande 2	15	15	15	15	15	
Armatures horizontales/nappe	Av/4	3,66	2,27	1,97	1,56	1,30	
	0,15%B	0,865	0,773	0,699	0,492	0,637	
	Ah(cm ²)	14,14	14,92	14,92	14,92	14,92	
	Choix	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	7HA10	
	Ah adoptée (cm ²)	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	
Armatures transversales	Choix	4 Epingles HA8/m ²					
Vérification de la contrainte	ζb=5	2,155	1,572	1,568	1,467	1,131	
	ζu=3,25	1,539	1,123	1,120	1,048	0,808	
	σbc=15	8,352	6,054	5,782	3,126	2,484	

Tableau VI.3.7 : Ferraillage des voiles transversales de VT3.

Chapitre VII:
Etude de
l'infrastructure.

VII.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- ❖ Charges qui leurs sont transmises.
- ❖ Distance entre axes des poteaux.
- ❖ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU).}$$

$$\left. \begin{array}{l} \cdot G + Q \pm E \\ \cdot 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ (Article 10.1.4.1 du RPA 2003)}$$

VII.2. Choix du type de fondations :

VII.2.1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

- ❖ $N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

S : Surface d'appui de la semelle (S=AxB).

- ❖ $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2 bars.

- **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{50}{50} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1335.63}{200}} = 6.678 \text{ m.}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

VII.2.2. Semelles filantes

A) Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où

Voiles	N _s [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m ²] (S= B x L)
VL1	1505.22	4.00	1.88	7.52
VL2	8477.90	1.50	28.26	42.39
VL3	754.68	1.00	3.77	3.77
S_{1totale}				53.68

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

Voiles	N _s [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m ²] (S= B x L)
VT1	3221.94	2.5	6.44	6.44
VT2	2448.15	2.1	5.83	5.83
VT3	6190.44	1.5	20.63	20.63
S_{1totale}				32.90

Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$S_v = \sum S_i = 86.58m^2$ Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles

B) Semelles sous poteaux « S₂ »

➤ **Etapas de calcul**

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$), e_i est la distance entre le CDG de la semelle et le point d'application de la charge N_i ,

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

e_i [m]	N_i [KN]	$N_i \cdot e_i$ [KN.m]	M_i [KN.m]
8.60	1315.09	11309.77	41.187
4.30	1208.92	5198.35	46.378
0	1335.63	0	-47.519
-4.3	1005.32	-4322.876	-45.283
-8.60	1152.49	-9911.41	-40.32
Somme	6017.45	2273.83	-45.557

Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

D'où :

$$e = \frac{2273.83 - 45.557}{6017.45} = 0.37 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.2}{6} = 2.86 \text{ m}.$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \cdot L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{si}. \text{ D'où :}$$

$$B \geq \frac{6017.45 \times (1 + \frac{3 \times 0.37}{17.2})}{200 \times 17.2} = 1.86 \text{ m}.$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (1.86 \times 17.2) = 191.95 \text{ m}^2.$$

C) Surface totale des semelles filantes

$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 86.58 + 191.95 = 278.53 \text{ m}^2 = 55.80\%$ de la surface totale de la structure (499.14 m²).

$$S_{S. \text{ filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.2.3. Radier général :

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.2.3.1. Pré-dimensionnement

❖ Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}.$

❖ **Epaisseur des nervures « h_n »**

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\begin{aligned} \cdot \quad \frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} &\Rightarrow \frac{430}{8} = 53.75 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{430}{5} = 86 \text{ cm}. \\ \cdot \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} & \text{(Condition de la longueur élastique)}. \end{aligned}$$

Où :

- . L_e : Longueur élastique.
- . L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.
- . E_{vj} : Module de déformation longitudinale déformée ($E = 10818.86 \text{ MPA}$).
- . b : Largeur de la nervure du radier.
- . I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).
- . K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPA}$).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3.K}{E} \frac{(2)^4}{\pi^4} \cdot (L_{\max})^4 \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (4.30)^4 \cdot 40}{10818.86 \times (3.14)^4}} = 85 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm}.$$

❖ **Largueur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 55 \text{ cm}.$$

❖ **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\cdot \quad \frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{430}{50} = 8.6 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{430}{40} = 10.75 \text{ cm}. \Rightarrow h_d = 10 \text{ cm}.$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

Hauteur des nervures : $h_n = 100 \text{ cm}$.

Largeur des nervures : $b_n = 55 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10 \text{ cm}$.

Enrobage : $c = 3$ cm (Article A.7.1 du BAEL 99).

VII.2.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 49437.3$ KN et $Q_{ss} = 9097.63$ KN. Donc : $N_s = 58534.93$ KN.

D'où :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{58534.93}{200} = 292.67 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 292.67 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 499.14 \text{ m}^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (499.14 m^2) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{débord}}) = 499.14 + [(17.7+28.3) \times 2 \times 0.5] = 545.14 \text{ m}^2.$$

VII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

Poids propre du radier « G_{radier} »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G_1 ».
- . Poids propre des nervures « G_2 ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G_3 ».
- . Poids propre de la dalle flottante « G_4 ».

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G₁	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	545.04x0.3x25	4087.8
G₂	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0.55 \times (1 - 0.3) \times 17.7] \times 8 \times 25$	2724.83
G₃	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(545.04 - 126.55) \times (1 - 0.3)] \times 17$	4980.03
G₄	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(545.04 - 126.55) \times 0.1] \times 25$	1046.22
G_{radier}	$\sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	4087.8 + 2724.83 + 4980.03 + 1046.22	12838.88

Tableau VII.4 : Détermination du poids propre du radier.

$$G_2 = ([0.55 \times (1 - 0.3) \times 17.7] \times 8 + [0.55 \times (1 - 0.3) \times 28.3] \times 5) \times 25 = 2724.83 \text{ KN}$$

$$S_{\text{nervures}} = b_n \times L_n \times n = 0.55 \times 17.7 \times 8 + 0.55 \times 17.7 \times 5 = 126.55 \text{ m}^2$$

❖ **Surcharges d'exploitation du radier**

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 5 \times 545.14 = 2725.7 \text{ KN.}$$

❖ **Charges et surcharges totales de la structure**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 49437.3 + 12838.88 = 62276.18 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 9097.63 + 2725.7 = 11823.33 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons d'actions**

À l'ELU : $N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 62276.18 + 1.5 \times 11822.83 = 101807.88 \text{ KN.}$

À l'ELS : $N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 62276.18 + 11823.33 = 74099.51 \text{ KN.}$

VII.2.3.4. Vérifications

A) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_c 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

Avec :

$$V_{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{101807.88 \times 1}{545.14} \times \frac{4.30}{2} = 401.52 \text{ KN.}$$

. $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$. Donc :

$$\tau_u = \frac{401.52 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.48 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

B) Poinçonnement (BAEL 99 / Art A.5.2, 42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1 \text{ m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

❖ Sous poteau

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.5+0.5+2x1] = 6 \text{ m}$$

❖ Sous voile

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.2+4+2x1] = 12.4 \text{ m}$$

Donc :

❖ Sous poteau

$$N_u = 1838.75 \text{ KN} < 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4500 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

❖ Sous voile

$$N_u = 1860.02 \text{ KN} < 0.045 \times 12.4 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 9300 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

C) Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens

:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- . σ_{\min} et σ_{\max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- . N : Effort normal dû aux charges verticales.
- . S_{radier} : Surface totale du radier.
- . M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- . V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite D'Auto CAD).
- . I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'Auto CAD).

On a

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.15 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{28.3 \times 17.7^3}{12} = 13077.51 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{17.7 \times 28.3^3}{12} = 33431.15 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

- Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x}=65530.83 \text{ KN.m et } T_{0x}=3008.25 \text{ KN (ETABS)} \\ M_{0y}=63472.307 \text{ KN.m et } T_{0y}=2907.86 \text{ KN (ETABS)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xx}=M_{0x}+T_{0x} h_n = 65530.83 + (3008.25 \times 1)=68539.08 \text{ KN.m} \\ M_{yy}= M_{0y}+T_{0y} h_n = 63472.307 + (2907.86 \times 1)=66380.167 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➔Sens longitudinal (X-X):

$$\text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} Y_G = \frac{101807.88}{545.14} + \frac{68539.08}{33431.15} \times 8.85 = 204.89 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} Y_G = \frac{101807.88}{545.14} - \frac{68539.08}{33431.15} \times 8.85 = 168.61 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3. \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 204.89 + 168.61}{4} = 195.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} Y_G = \frac{74099.51}{545.14} + \frac{68539.08}{33431.15} \times 8.85 = 154.07 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} Y_G = \frac{74099.51}{545.14} - \frac{68539.08}{33431.15} \times 8.85 = 117.78 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3. \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 154.07 + 117.78}{4} = 144.99 \text{ KN/m}^2$$

➔Sens transversal (Y-Y):

$$\text{ELU : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{xx}} X_G = \frac{101807.88}{545.14} + \frac{66380.167}{13077.51} \times 14.15 = 258.58 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{xx}} X_G = \frac{101807.88}{545.14} - \frac{66380.167}{13077.51} \times 14.15 = 114.94 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3. \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 258.58 + 114.94}{4} = 222.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{xx}} X_G = \frac{74099.51}{545.14} + \frac{66380.167}{13077.51} \times 14.15 = 207.75 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{xx}} X_G = \frac{74099.51}{545.15} - \frac{66380.167}{13077.51} \times 14.15 = 64.10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3. \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 207.75 + 64.107}{4} = 171.83 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de résistance :**

➤ **Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : \sigma_m = 195.82 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS} : \sigma_m = 144.99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

▪ **Sens transversal:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : \sigma_m = 222.67 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS} : \sigma_m = 171.83 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

D) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- . P : Poids total à la base du radier (P = 51256.83 KN).
- . F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).
- . γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).
- . h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- . S : Surface du radier (S = 545.14 m²).

Donc :

$$P = 51256.83 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 545.14 \times 10 = 8177.1 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.3. Ferrailage du radier

VII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

Dimensions du panneau le plus sollicité

$$l_y = L_y - b_n = 4.30 - 0.55 = 3.75 \text{ m}.$$

$$l_x = L_x - b_n = 4 - 0.55 = 3.45 \text{ m}.$$

D'où : $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.93 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

. Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 99** en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.93$: $\mu_x = 0.0428$ et $\mu_y = 0.841$

. p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU: } q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 195.82 - \frac{12838.88}{545.14} = 172.27 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS: } q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 144.99 - \frac{12838.88}{545.14} = 121.44 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc :

. À l'ELU

. $M_{xU} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0428 \times 172.27 \times 3.45^2] \cdot 1 \text{ ml} = 87.76 \text{ KN.m}$.

. $M_{yU} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.841 \times 87.76] \cdot 1 \text{ ml} = 73.80 \text{ KN.m}$.

. À l'ELS

. $M_{xS} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2] \cdot 1 \text{ ml} = [0.0428 \times 121.44 \times 3.45^2] \cdot 1 \text{ ml} = 61.86 \text{ KN.m}$.

. $M_{yS} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1 \text{ ml} = [0.841 \times 61.86] \cdot 1 \text{ ml} = 52.02 \text{ KN.m}$.

. Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

- À l'ELU

- En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 87.76 = 74.596 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 73.80 = 62.73 \text{ KN.m.}$$

- Aux appuis

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 87.76 = -43.88 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = -0.3 \times 87.76 = -26.328 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{1y}^a = -0.5 \times 73.80 = -36.9 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2y}^a = -0.3 \times 73.80 = -22.14 \text{ KN.m.}$$

- À l'ELS

- En travée

$$. M_x^t = 0.85 \times 61.86 = 52.581 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 52.02 = 44.217 \text{ KN.m.}$$

- Aux appuis

$$. M_{1x}^a = -0.5 \times 61.86 = -30.93 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2x}^a = -0.3 \times 61.86 = -18.558 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{1y}^a = -0.5 \times 52.02 = -26.01 \text{ KN.m.}$$

$$. M_{2y}^a = -0.3 \times 52.02 = -15.606 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unitaire (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M _u [KN.m]	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]		S _t [cm]
En travée	x-x	74.596	7.93	6HA 16	12,06	15
	y-y	62.73	6.63	6HA 14	9,24	15
Aux appuis	x-x	-43.88	4.60	6HA 14	9,24	15
	y-y	-36.9	3.85	6HA 14	9,24	15

Tableau VII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

VII.3.2. Vérifications à l'ELU

A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o$$

Avec : ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. ρ_o = 0.0008 pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.93}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x,min} = 2.48 \text{ cm}^2.$$

A_x = 6.78 cm² > A_{x,min} = 2.48 cm². La condition est vérifiée.

· Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{y,min} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

A_y = 6.78 cm² > A_{y,min} = 2.40 cm². La condition est vérifiée.

B) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

φ_{adopté} = 16 mm < 30 mm. La condition est vérifiée.

C) Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x) :** $S_t = 15\text{cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Direction (y-y) :** $S_t = 15\text{ cm} < \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$. La condition est vérifiée.

VII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

A) Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

B) Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm ²]	P	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	52.581	12,06	0.431	0.899	34.50	173.21	5.02	201,63	15	C.V
	y-y	44.217	9.24	0.330	0.910	40.56	187.81	4.63			C.V
Aux appuis	x-x	-30.93	6,78	0.242	0.921	48.29	176.90	3.66			C.V
	y-y	-26.01	6,78	0.242	0.921	48.29	148.76	3.08			C.V

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VII.3.4. Ferrailage du débord :

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie. le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

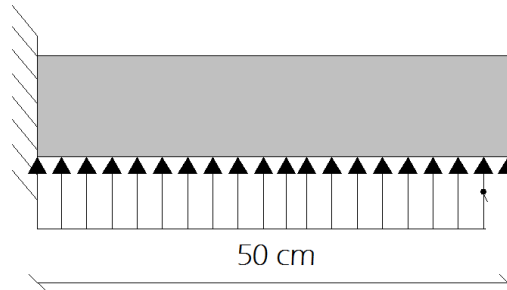


Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{172,27 \times 0,5^2}{2} = - 21,53 \text{ KN.m.}$$

· Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,53 \cdot 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_l = 0,392.$$

À partir des abaques, $\mu = 0,019$: $\beta = 0,990$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,53 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 283,48} = 2,23 \text{ cm}^2.$$

· Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.3.5. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$), donc,

les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

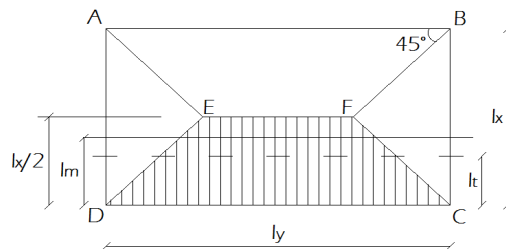
. Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME** » [en **page 174** une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties). Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q.l_m \text{ et } q_t = q.l_t$$

Avec :

- . q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.
- . q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.
- . q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :



· **Cas des charges trapézoïdales**

. **Moment fléchissant** : $l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6)$.

. **Effort tranchant** : $l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x / 4)$.

Cas des charges triangulaires

. **Moment fléchissant** : $l_m = 0.333 \cdot l_x$.

. **Effort tranchant** : $l_t = 0.25 \cdot l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Détermination des sollicitations

A) Sens des petites portées (Charges triangulaires)

- Sens longitudinal

travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46	458.92	161.76	323.52	172.27	344.54	121.44	242.88
	2	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46		161.76		172.27		121.44	
B - C	1	3.9	4.3	0.91	triangulaire	1.30	0.98	172.27	121.44	223.73	447.46	157.71	315.42	167.96	335.92	118.40	236.8
	2	3.9	4.3	0.91	triangulaire	1.30	0.98	172.27	121.44	223.73		157.71		167.96		118.40	
C - D	1	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46	458.92	161.76	323.52	172.27	344.54	121.44	242.88
	2	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46		161.76		172.27		121.44	
D - E	1	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46	458.92	161.76	323.52	172.27	344.54	121.44	242.88
	2	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46		161.76		172.27		121.44	
E - F	1	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46	458.92	161.76	323.52	172.27	344.54	121.44	242.88
	2	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46		161.76		172.27		121.44	
F - G	1	3.9	4.3	0.91	triangulaire	1.30	0.98	172.27	121.44	223.73	447.46	157.71	315.42	167.96	335.92	118.40	236.8
	2	3.9	4.3	0.91	triangulaire	1.30	0.98	172.27	121.44	223.73		157.71		167.96		118.40	
G - H	1	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46	458.92	161.76	323.52	172.27	344.54	121.44	242.88
	2	4	4.3	0.93	triangulaire	1.33	1.00	172.27	121.44	229.46		161.76		172.27		121.44	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

• Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16	490.32	172.82	345.64	184.29	368.58	129.91	259.82
	2	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16		172.82		184.29		129.91	
2-3	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16	490.32	172.82	345.64	184.29	368.58	129.91	259.82
	2	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16		172.82		184.29		129.91	
3-4	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16	490.32	172.82	345.64	184.29	368.58	129.91	259.82
	2	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16		172.82		184.29		129.91	
4-5	1	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16	490.32	172.82	345.64	184.29	368.58	129.91	259.82
	2	4	4.3	0.93	trapézoïdal	1.42	1.07	172.27	121.44	245.16		172.82		184.29		129.91	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

A) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

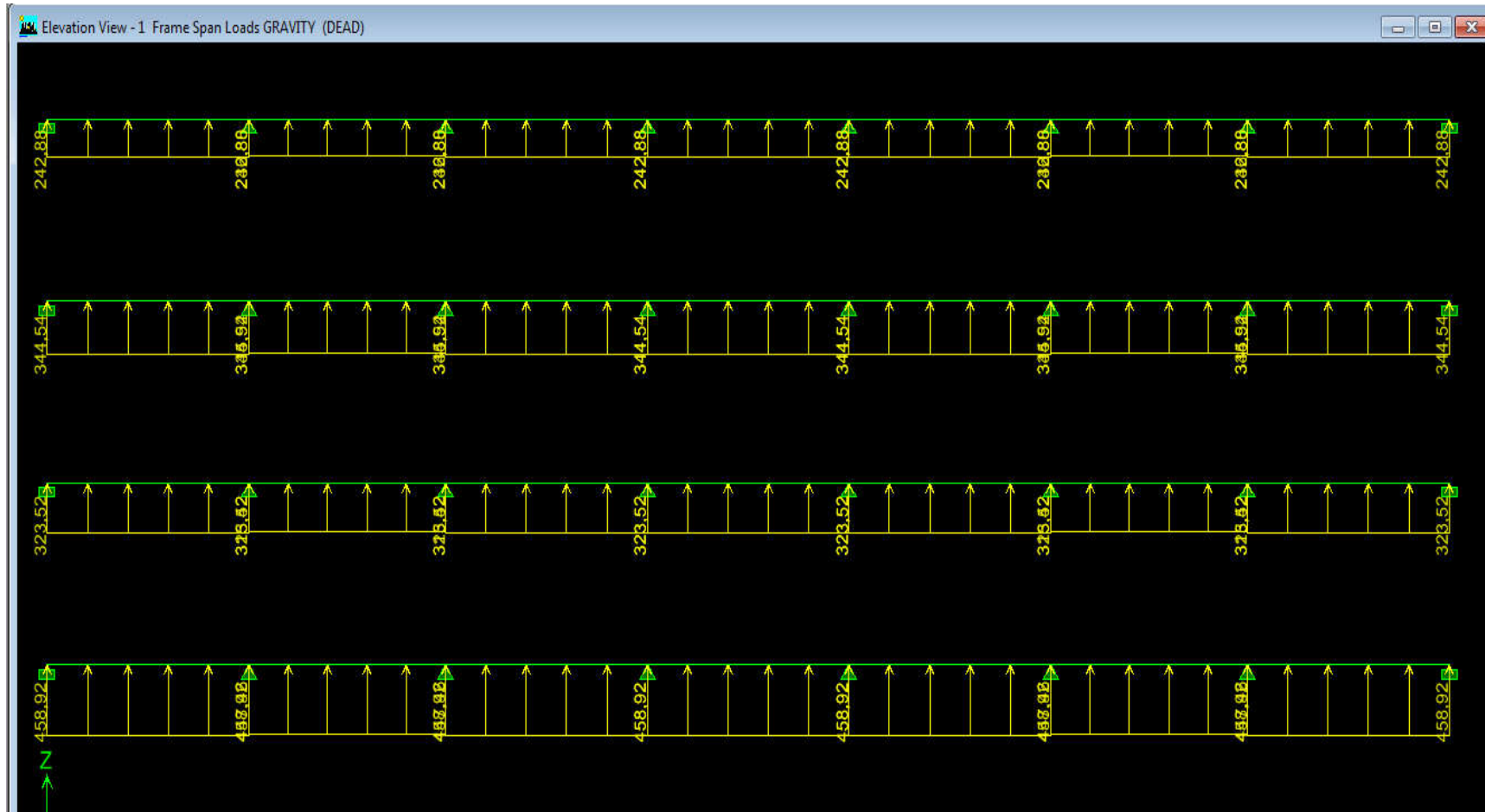


Figure VII.2 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

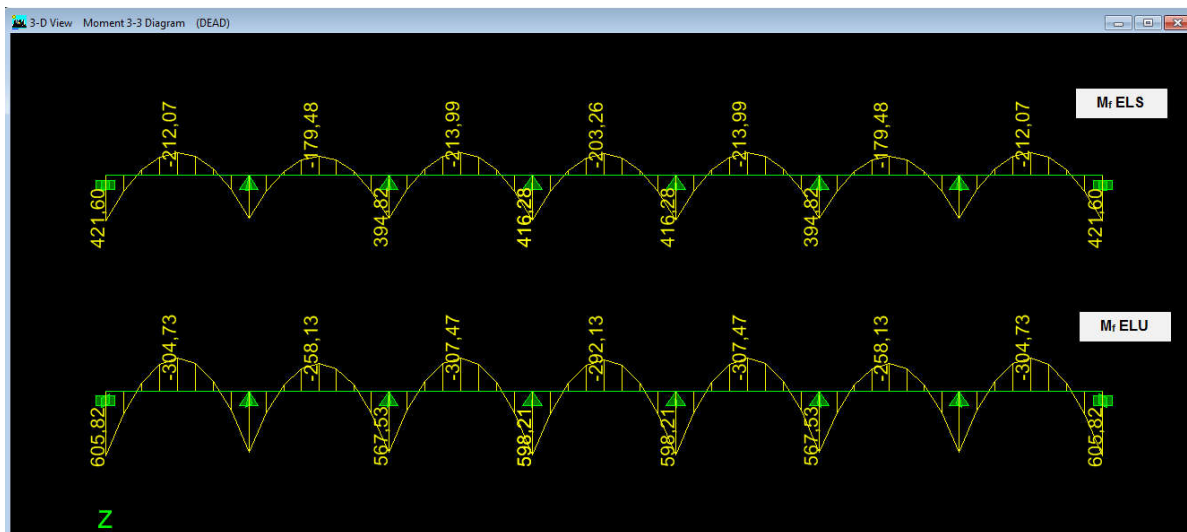


Figure VII.3 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et ELS

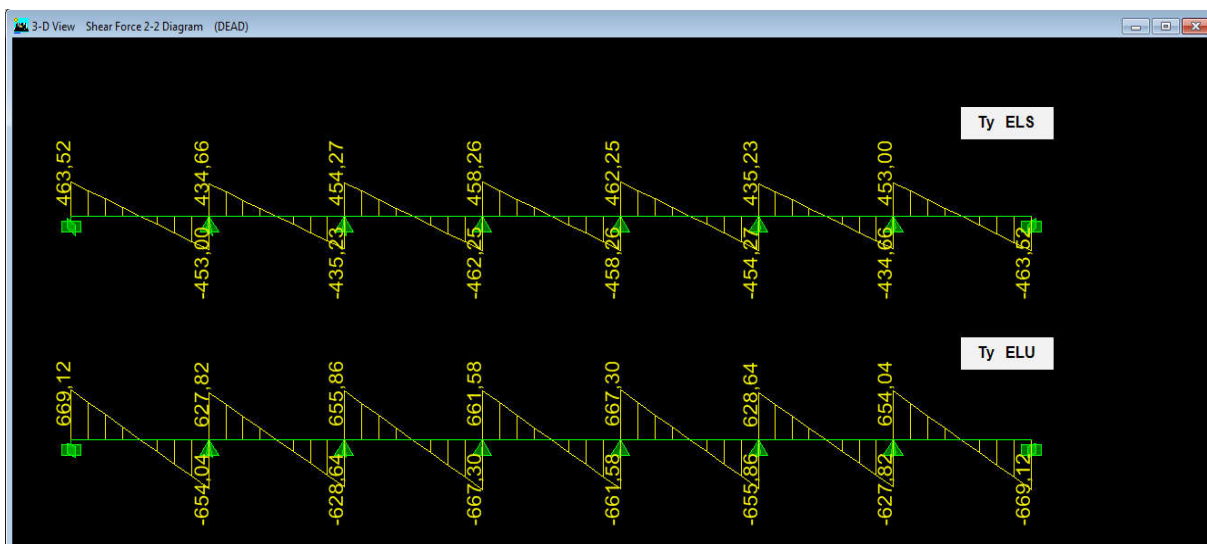


Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et ELS

a) Sens transversal :

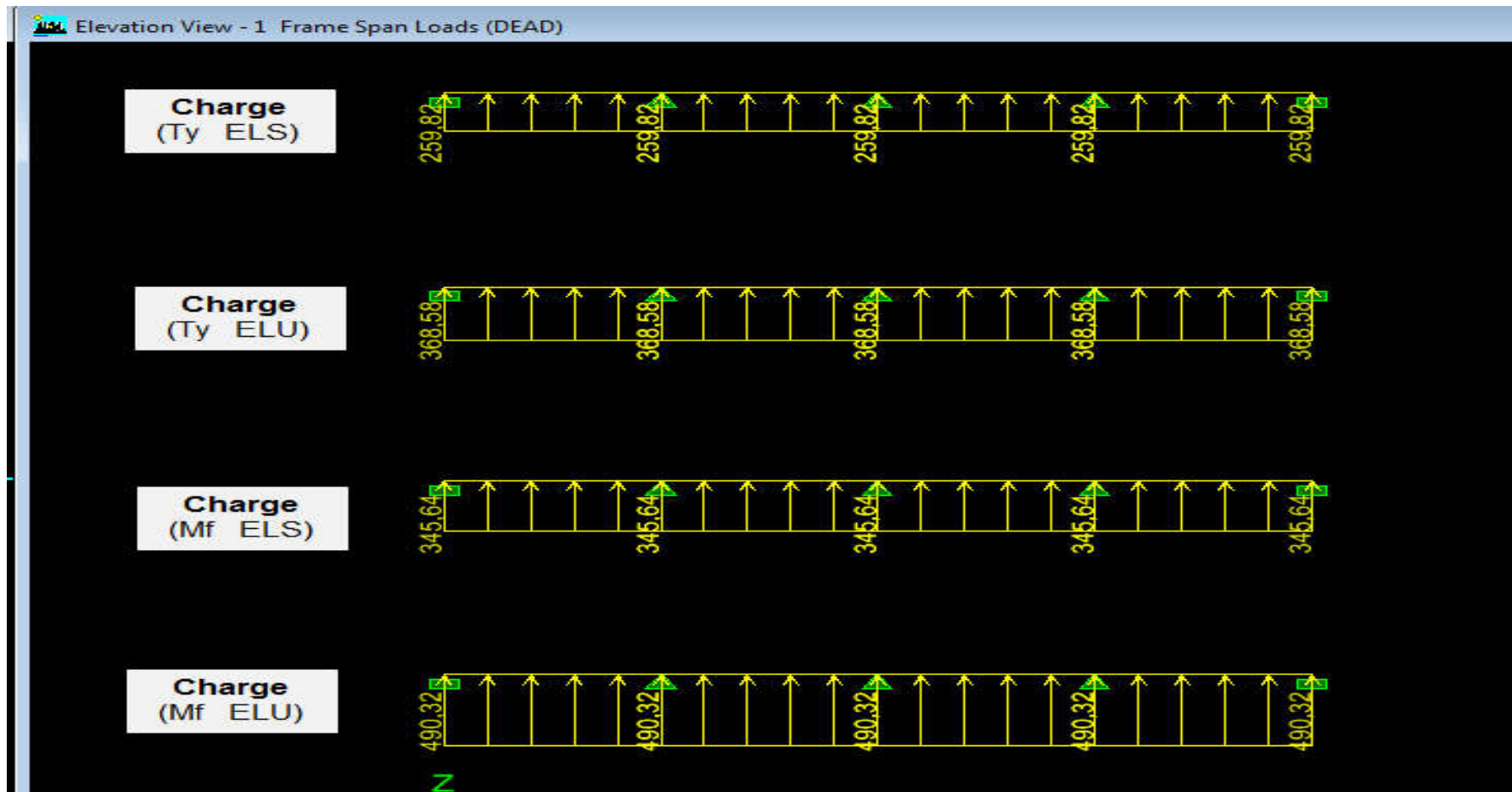


Figure VII.5 : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

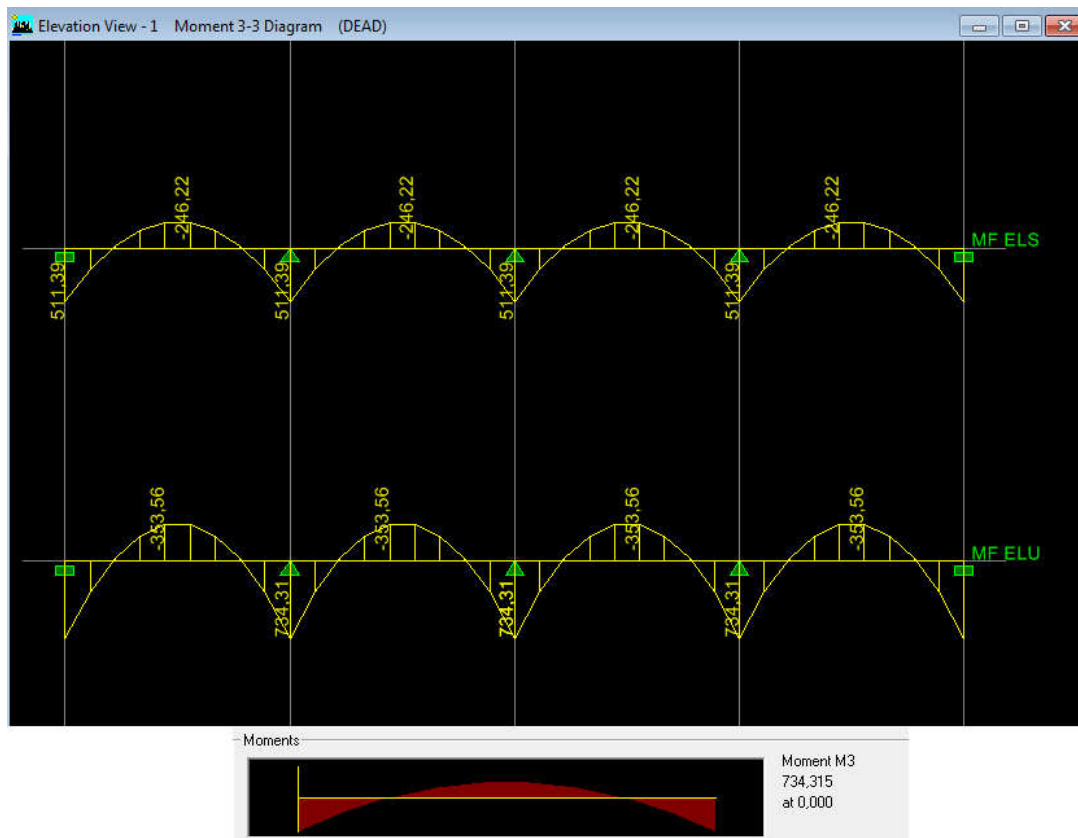


Figure VII.6 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et ELS.

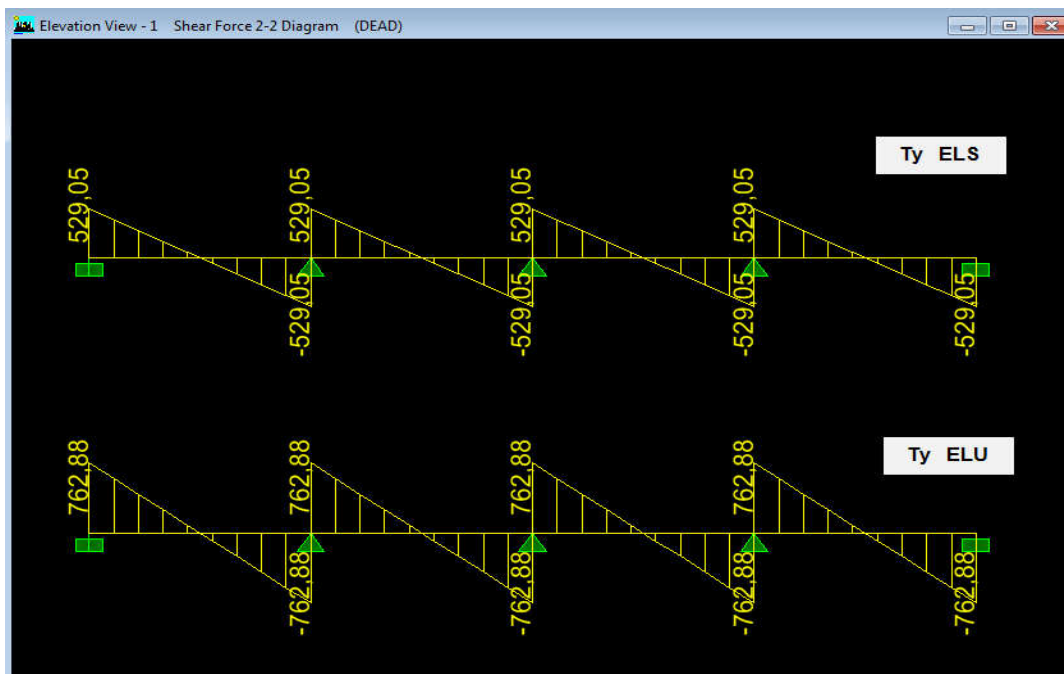


Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et ELS.

B) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	605.82	421.60	734.315	511.39
M_{tmax} (KN.m)	307.47	213.99	353.56	246.22
T_{max} (KN)	669.12	463.52	762.88	529.05

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

C) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 55$ [cm], $h = 100$ [cm], $d = 95$ [cm], $f_{bc} = 14,2$ [MPa], $\sigma_{st} = 348$ [MPa]

Exemple de calcul :

$$M_{tumax} = 307.47 \text{ [KN.m]} \quad ; \quad M_{aumax} = -605.82 \text{ [KN.m]}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{605.82 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0.086 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,086 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{605.82 \times 10^3}{0.955 \times 95 \times 348} = 19.18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : $5HA16 + 5HA16 = 20.10 \text{ [cm}^2\text{]}$

		M [KN.m]	μ	β	A_{cal} [cm ²]	choix	A_{adop} [cm ²]
Sens longitudinal	Appui	605.82	0,086	0,955	19.18	5HA16+5HA16	20.10
	Travée	307.47	0,043	0,978	9.5	5HA16	10.05
Sens transversal	Appui	734.315	0,104	0,945	23.50	5HA20 + 5HA16	25.75
	Travée	353.56	0.050	0,974	10.97	5HA20	15.70

Tableau VII.10 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

b) Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8$ [mm]

On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8$ [mm]

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \{25; 24\}$$

Soit $S_t = 20$ [cm]

- ✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 25[\text{cm}]$$

Soit $S_t = 20$ [cm]

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit $A_t = 7HA 8 = 3.51 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

VII.4. Vérification :**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.30 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 20.10 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 6.30 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 10.05 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 6.30 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 25.75 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 6.30 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 15.70 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 6.30 \text{ [cm}^2\text{]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 669.12 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{669.12 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.28 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{605.82}{421.60} = 1.44 \quad \text{Avec } \mu_u = 0.086 \longrightarrow \alpha = 0.1126$$

$$\alpha = 0.1126 \leq \frac{1.44-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{307.47}{213.99} = 1.43 \text{ Avec } \mu_u = 0.043 \longrightarrow \alpha = 0.0562$$

$$\alpha = 0.0562 \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{734.315}{511.39} = 1.43 \text{ Avec } \mu_u = 0.104 \longrightarrow \alpha = 0.1376$$

$$\alpha = 0.1376 \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{353.56}{246.22} = 1.43 \text{ Avec } \mu_u = 0.050 \longrightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\alpha = 0.0641 \leq \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.465 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

d) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3[cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1 = 3 [\text{cm}^2] \text{ Par paroi.}$$

Soit: 2HA14=3.08 cm²

Conclusion générale

Ce travail a été un premier pas vers notre vie professionnelle, et fût une expérience épanouissante qui nous a permis de rassembler nos connaissances et de poser des questions aux quelles les réponses étaient source de savoirs.

Lorsque ce projet nous a été confié, nous avons eu conscience des contraintes auxquelles nous allons être confronté, nous avons fait de notre mieux afin d'accomplir cette tâche, même si la route était pleine de compromis, on a su y faire face, grâce aux enseignants qui nous ont incités à la recherche et qui ont pris le grand soin de nous transmettre un savoir sans le quel rien ne serait possible aujourd'hui.

A présent que l'étude de notre structure est achevée, nous avons constaté :

- Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basé sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique.
- Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.
- Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin, il faut toujours garder en soi que la route du savoir est sans fin, la vie professionnelle est pleine d'expériences que nous allons devoir surpassé, et un jour à notre tour on pourra transmettre ce qui nous a été transmis, ainsi le cycle de la vie est fait ...

Bibliographie

Règlements :

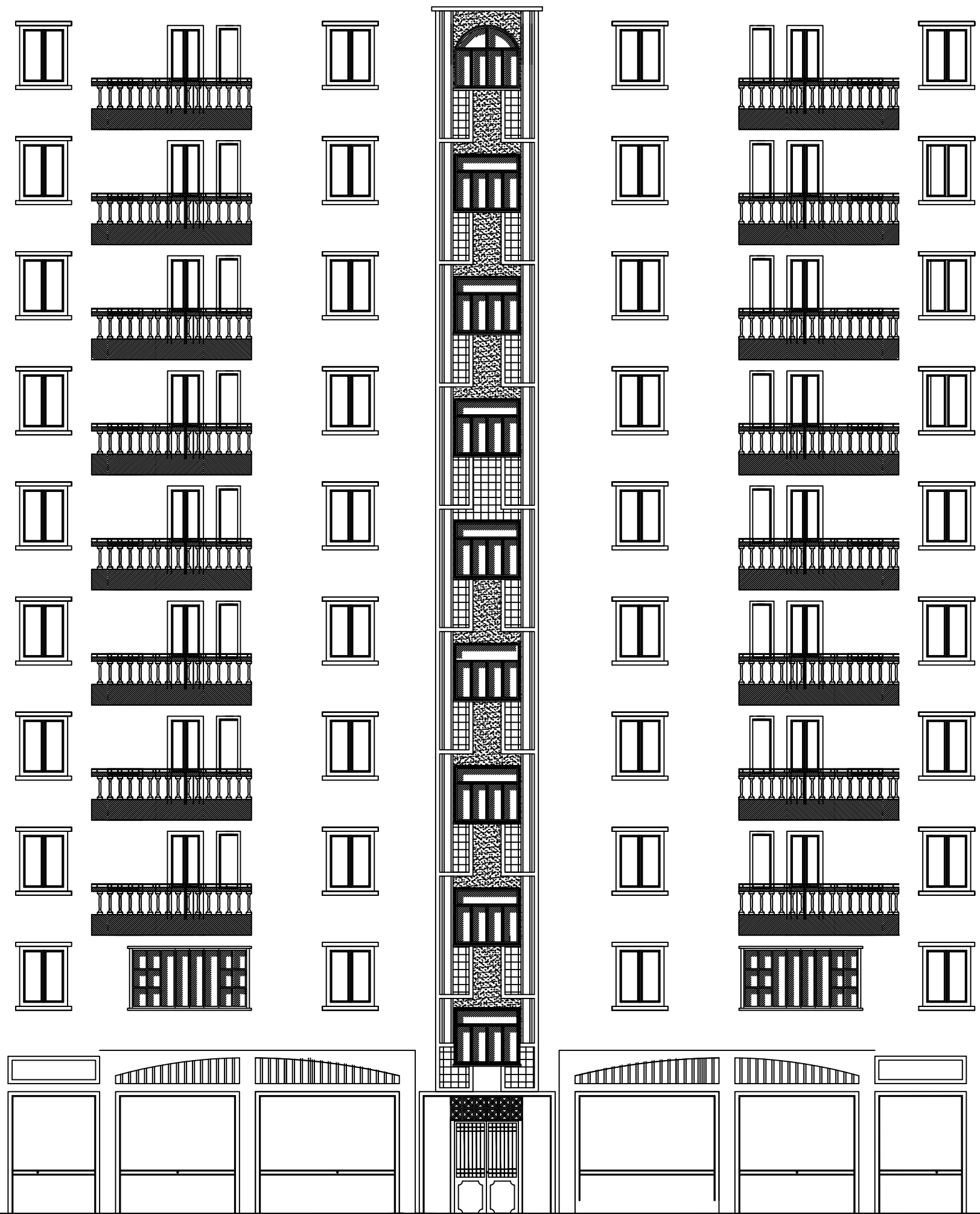
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.
-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

Ouvrages :

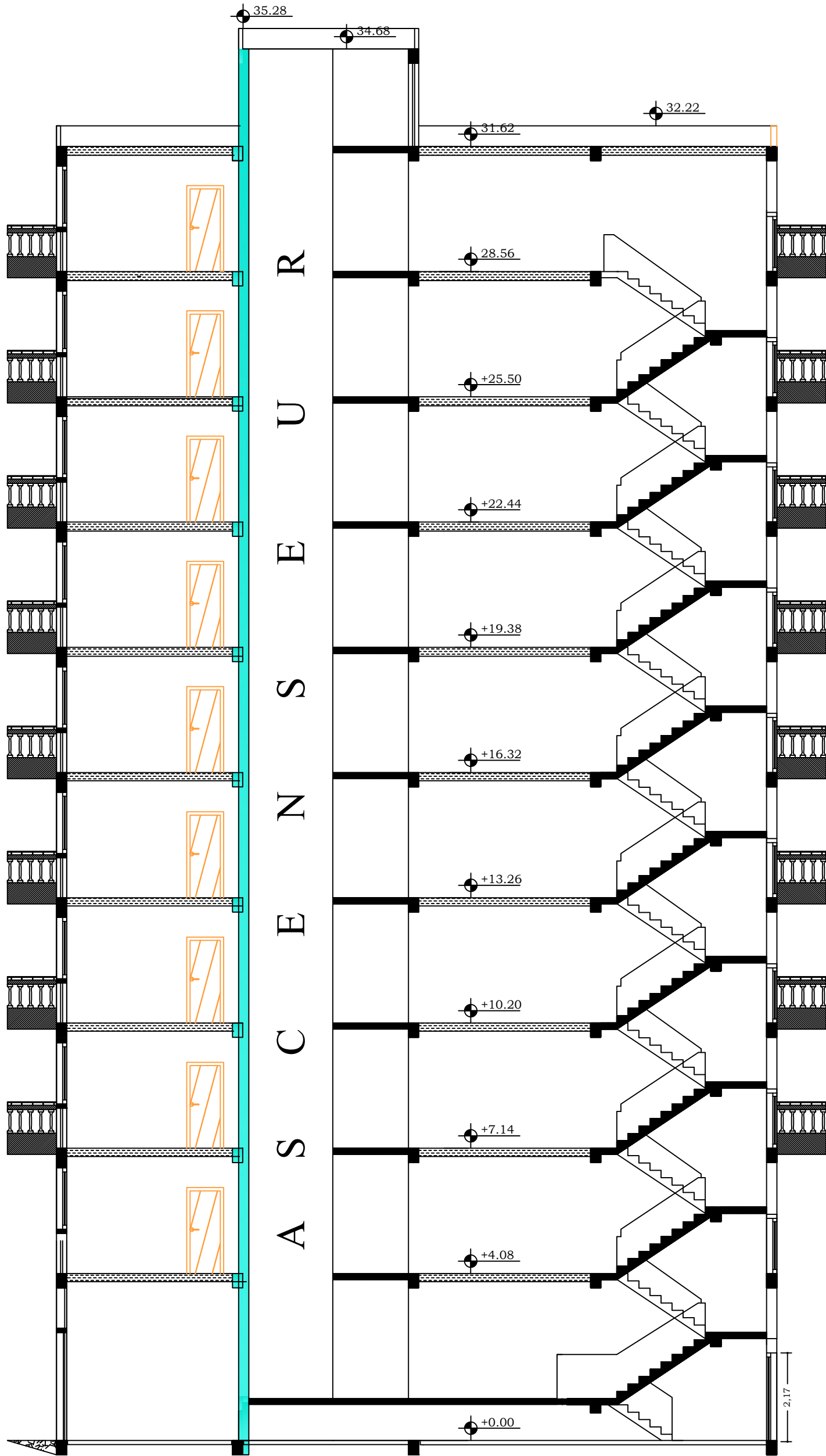
- Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ». Office des publications universitaires, 328 pages, Edition OPU, septembre 2013, ISBN 978.9961.0.0736.5.
- Jean, GOULET ; Jean-Pierre BOUTIN. « Aide-mémoire Résistance des matériaux », 338 pages, édition DUNOD, 8^{ème}, mai 2009, ISBN 2 10 004158 4
- Hamza, OUERDANE. « étude d'une structure en R+10 à forme angulaire », Bibliothèque UMMTO, 2018.
- Abaques du Béton Armé.
- Cours et TD (MDS, RDM, Béton)
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels :

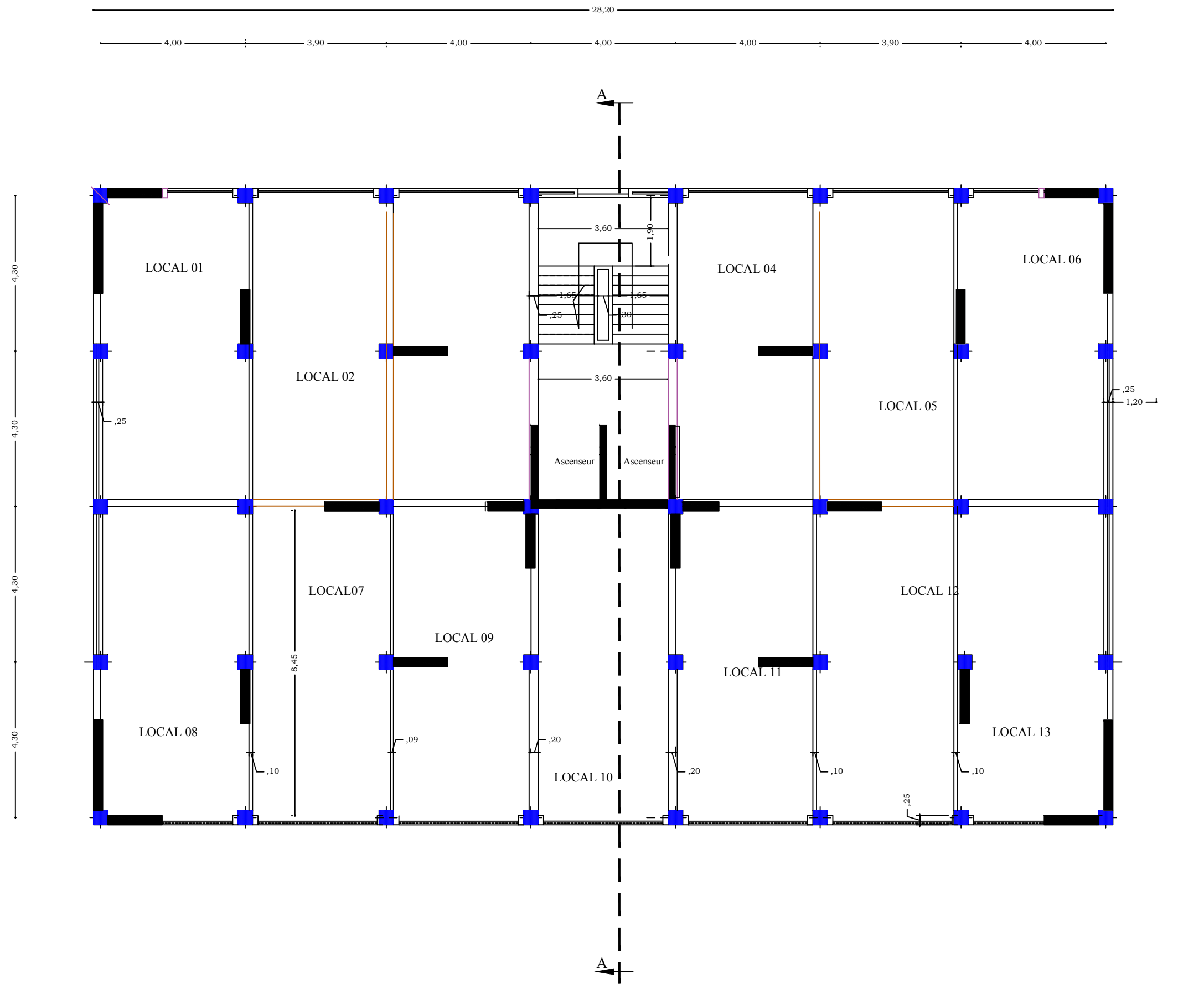
- Logiciel ETABS 9.7.0.Computers And Structures INC.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC, version 1.02.035 Copyright 1996-2004 version d'essai.
- EXCEL 2007, Microsoft Office, copyright 2007.
- WORD 2007, Microsoft Office, copyright 2007..
- AUTOCAD 2009, Autocad Component, Autodesk INC, copyright 2009.



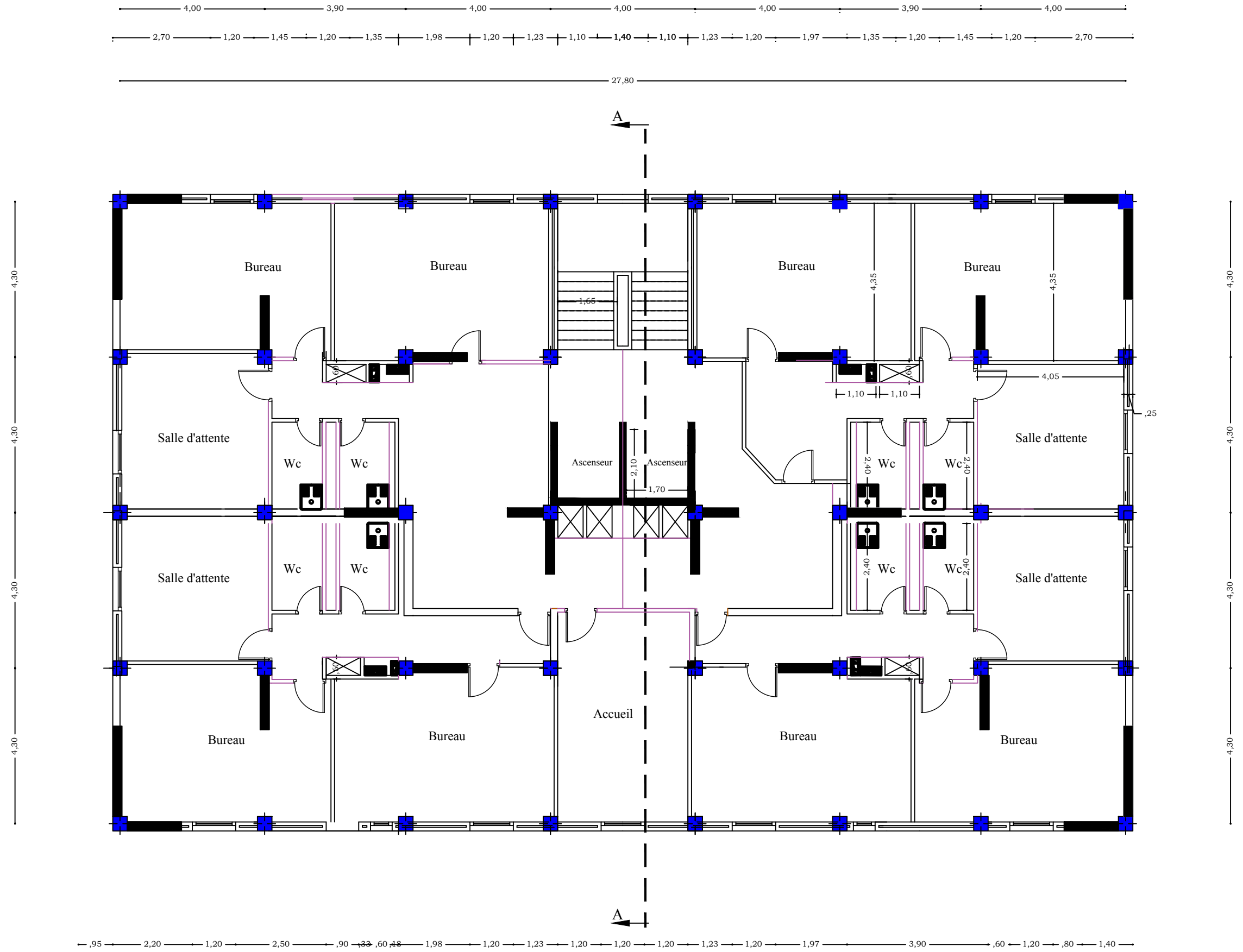
FACADE PRINCIPALE



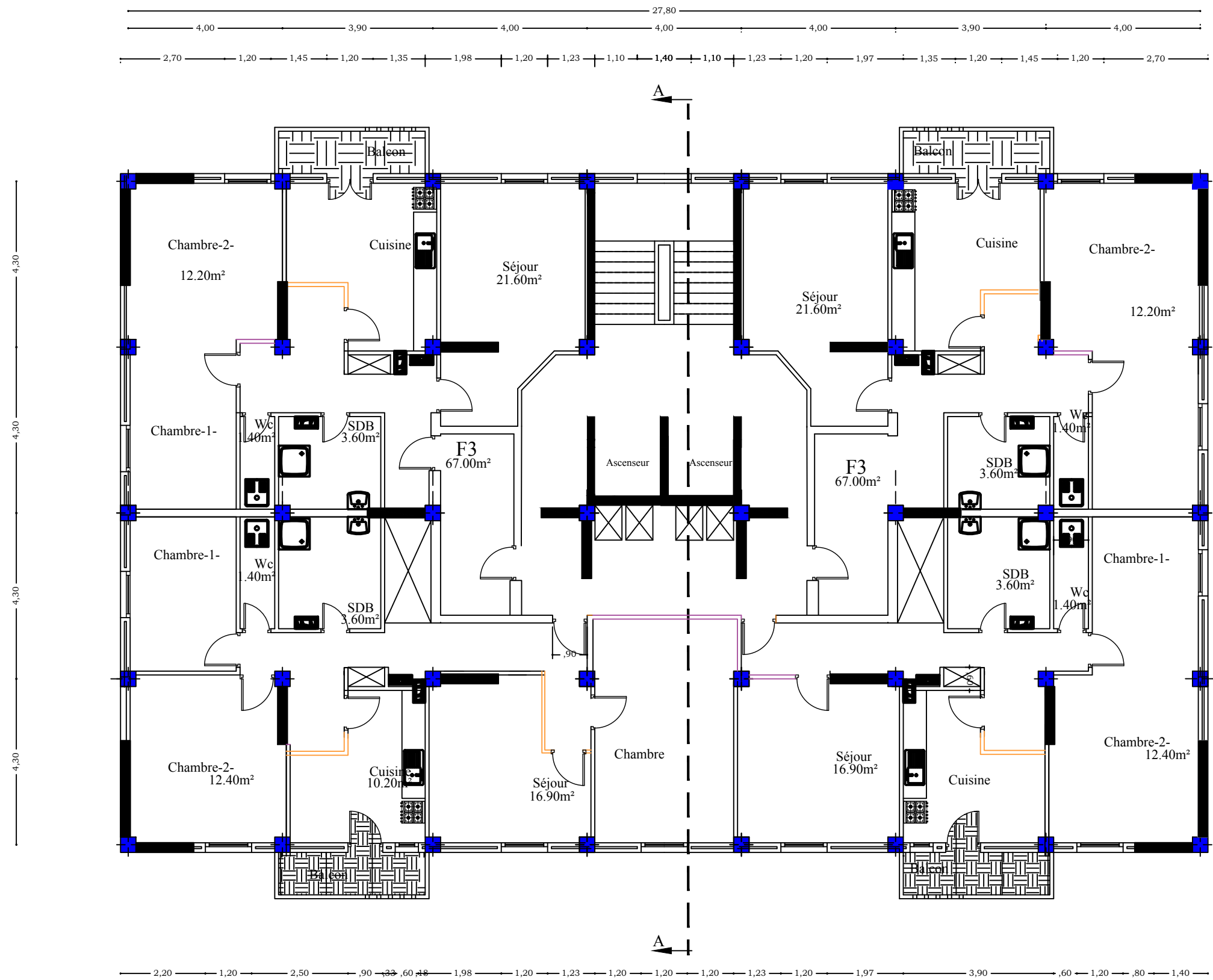
COUPE A-A



PLAN RDC



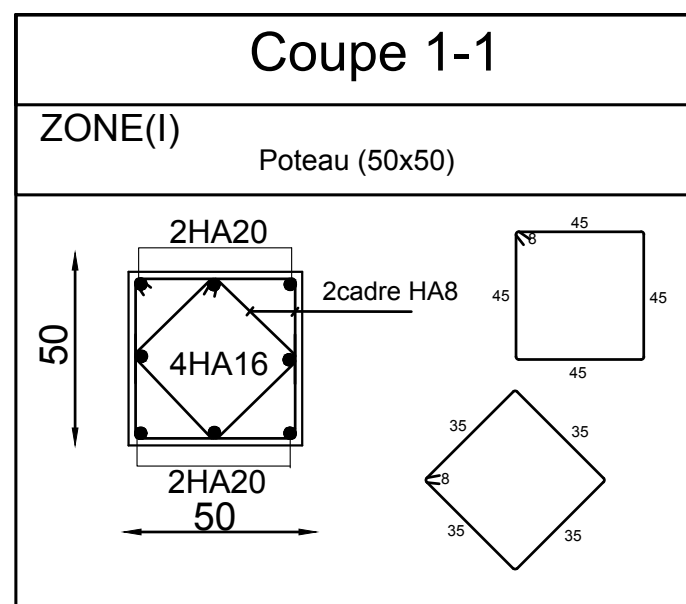
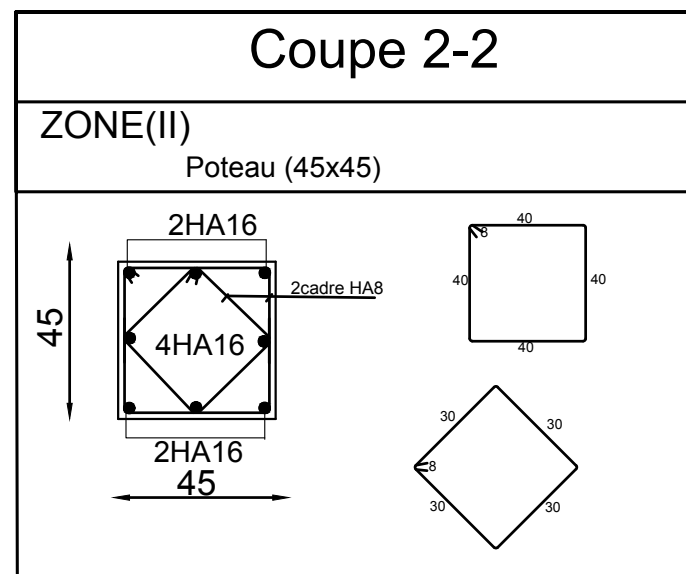
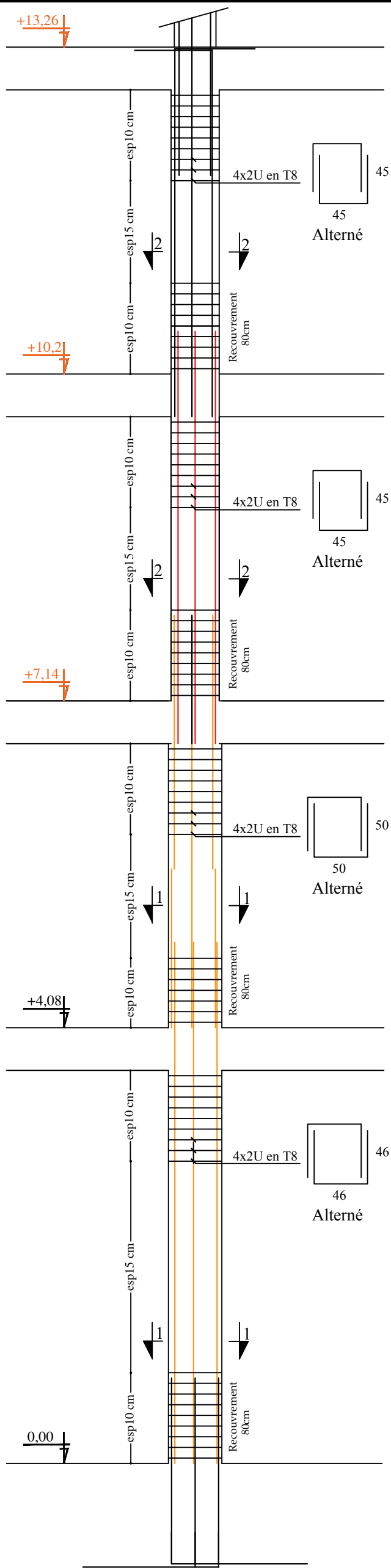
PLAN ETAGE SERVICE



PLAN ETAGE COURANT

FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

- HADJERAS Marzouk
- ZAMOUM Med-Ameziane
- ZIBOUCHE Jugurta

Dirigé par :

Mr H.DJELLOULI

Titre :

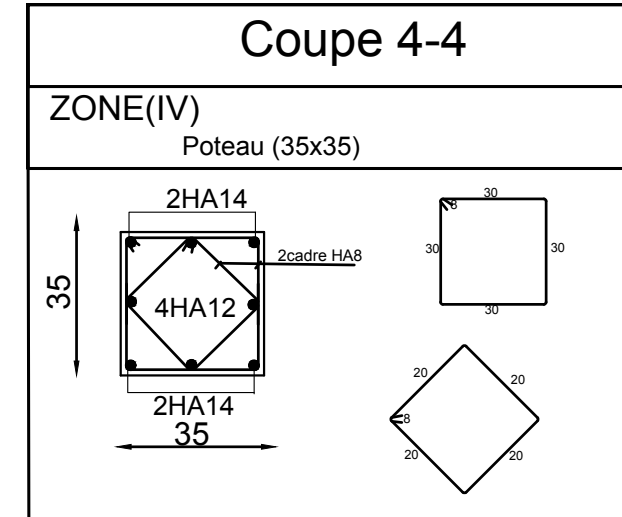
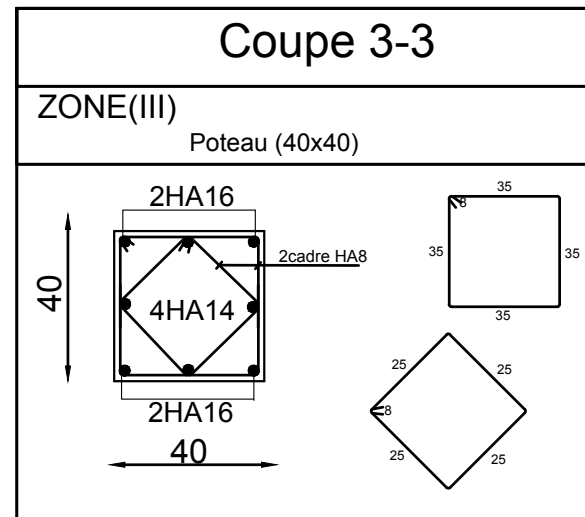
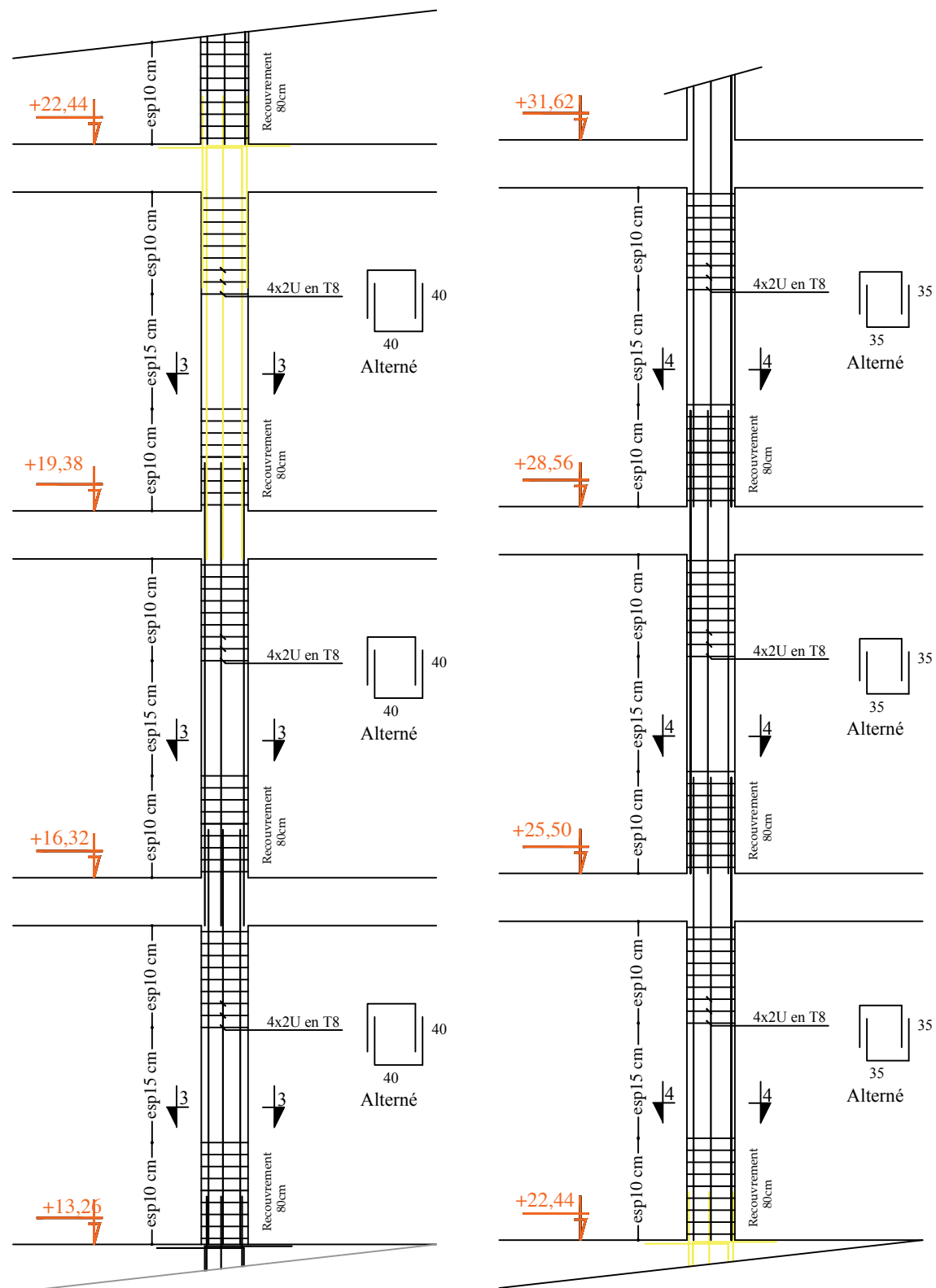
**FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)**

Echelle°:1/50

Plan N°:01

**Promotion:
2020**

FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (III) ,Zone (IV)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

Dirigé par :

Mr H.DJELLOULI

Titre :

**FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (III) ,Zone (IV)**

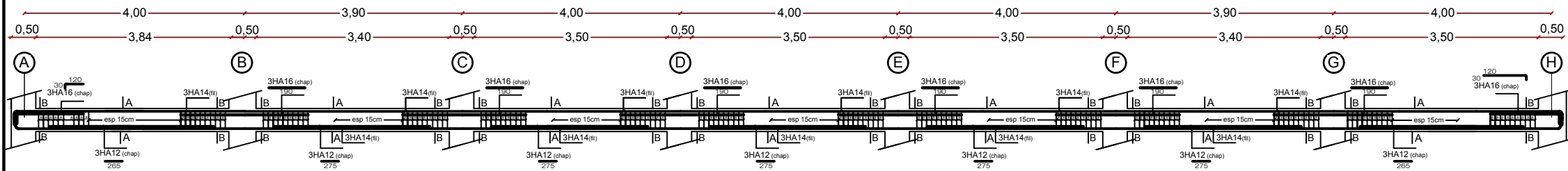
Echelle°:1/50

Plan N°:02

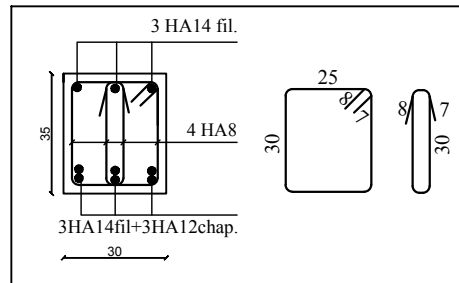
**Promotion:
2020**

Ferrailage des poutres

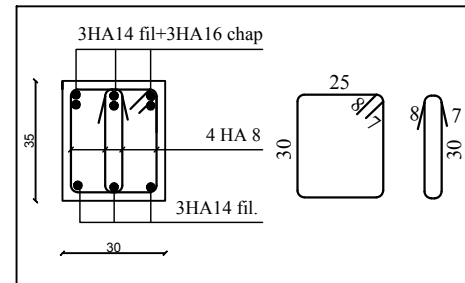
Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm²: axes A; B; C; D; E; F;G et et H



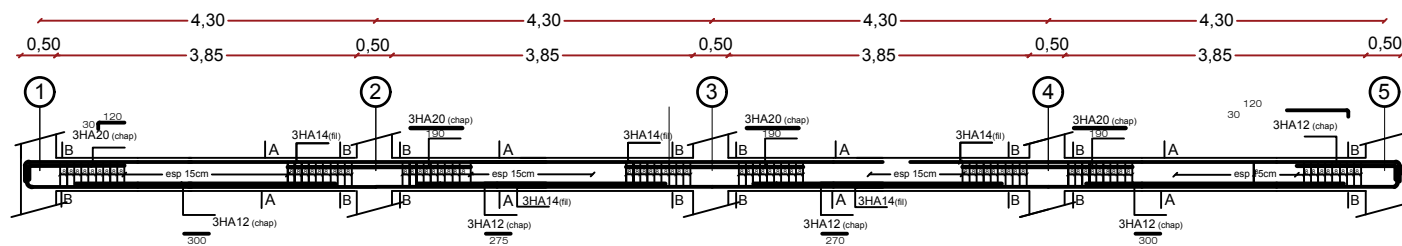
coupe
A - A



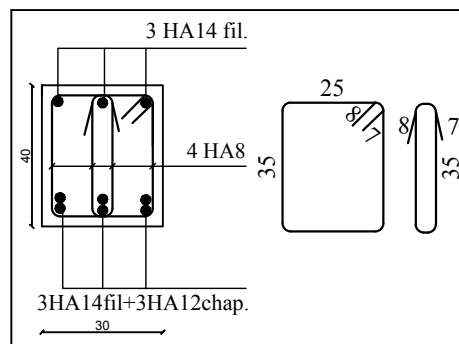
coupe
B - B



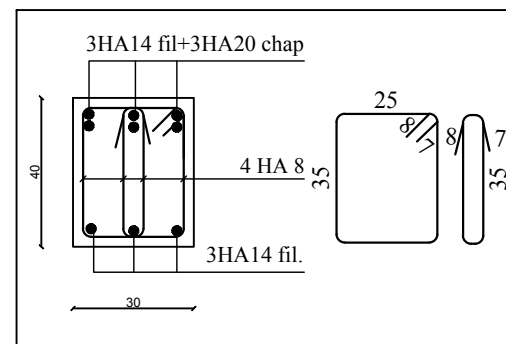
Ferrailage des poutres principales (30x40)cm²:axe 1, 2, 3, 4 et 5



coupe
A - A



coupe
B- B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

Titre :

Ferrailage des poutres

Echelle°:1/50

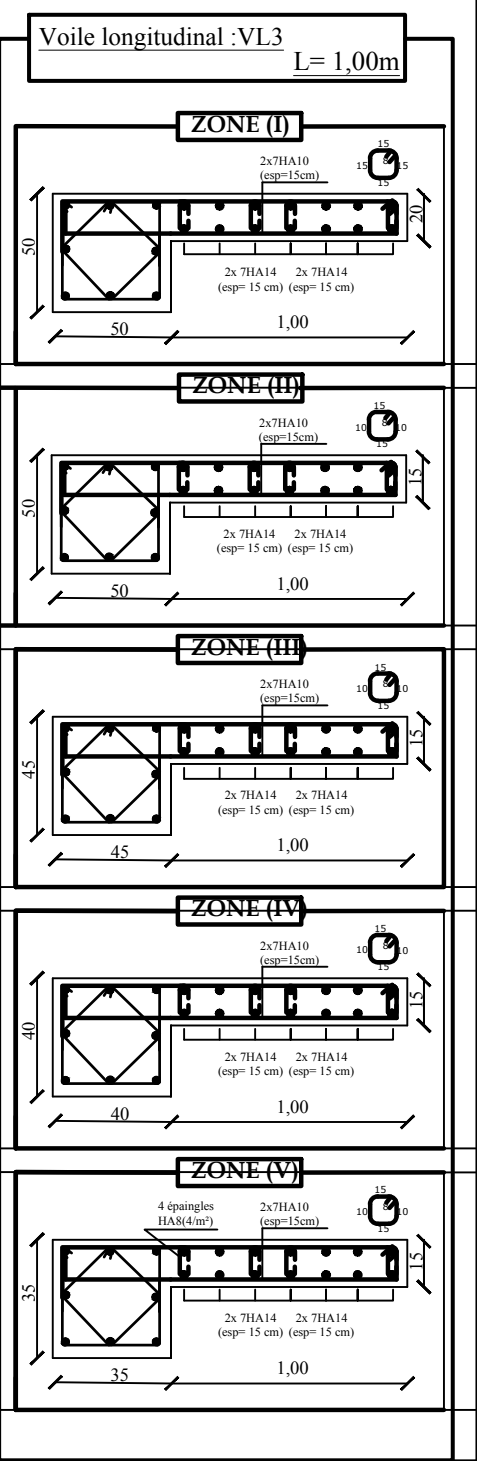
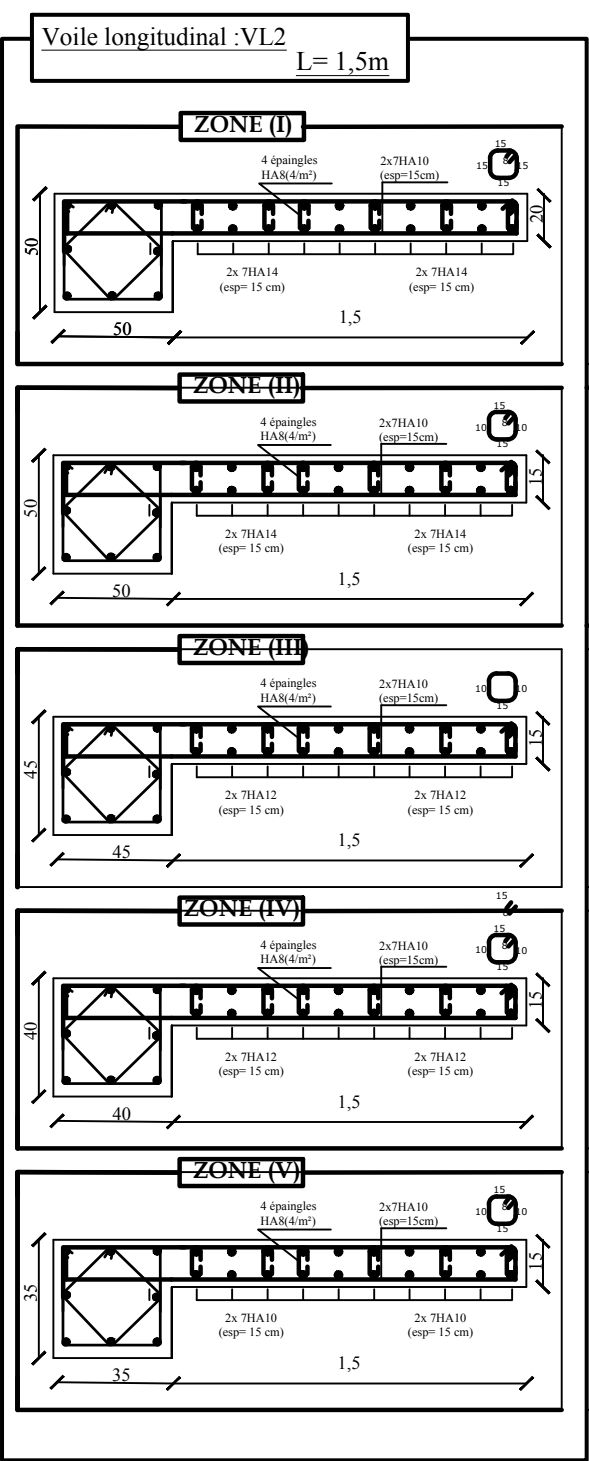
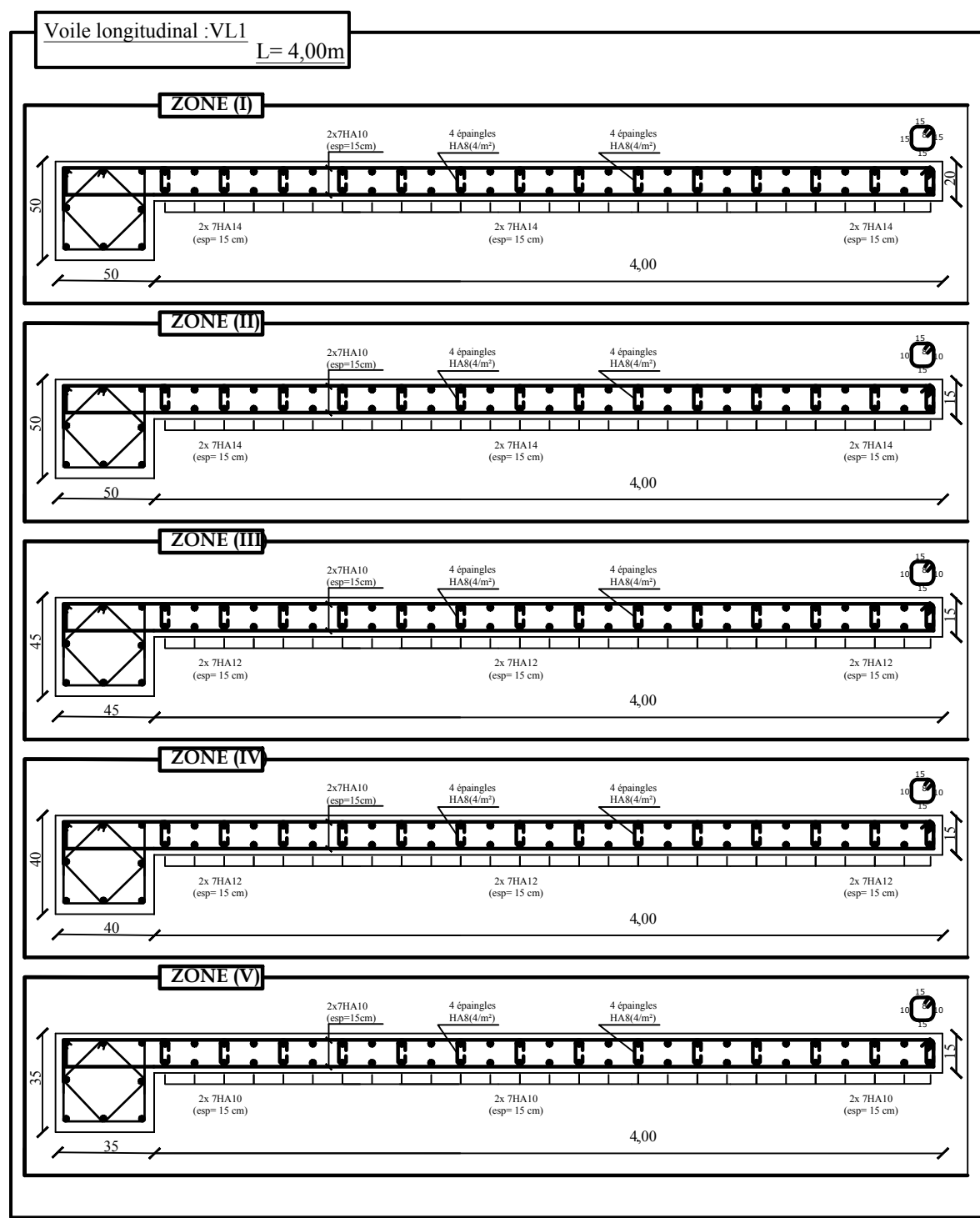
Plan N°:03

Dirigé par :

Mr H.DJELLOULI

Promotion:

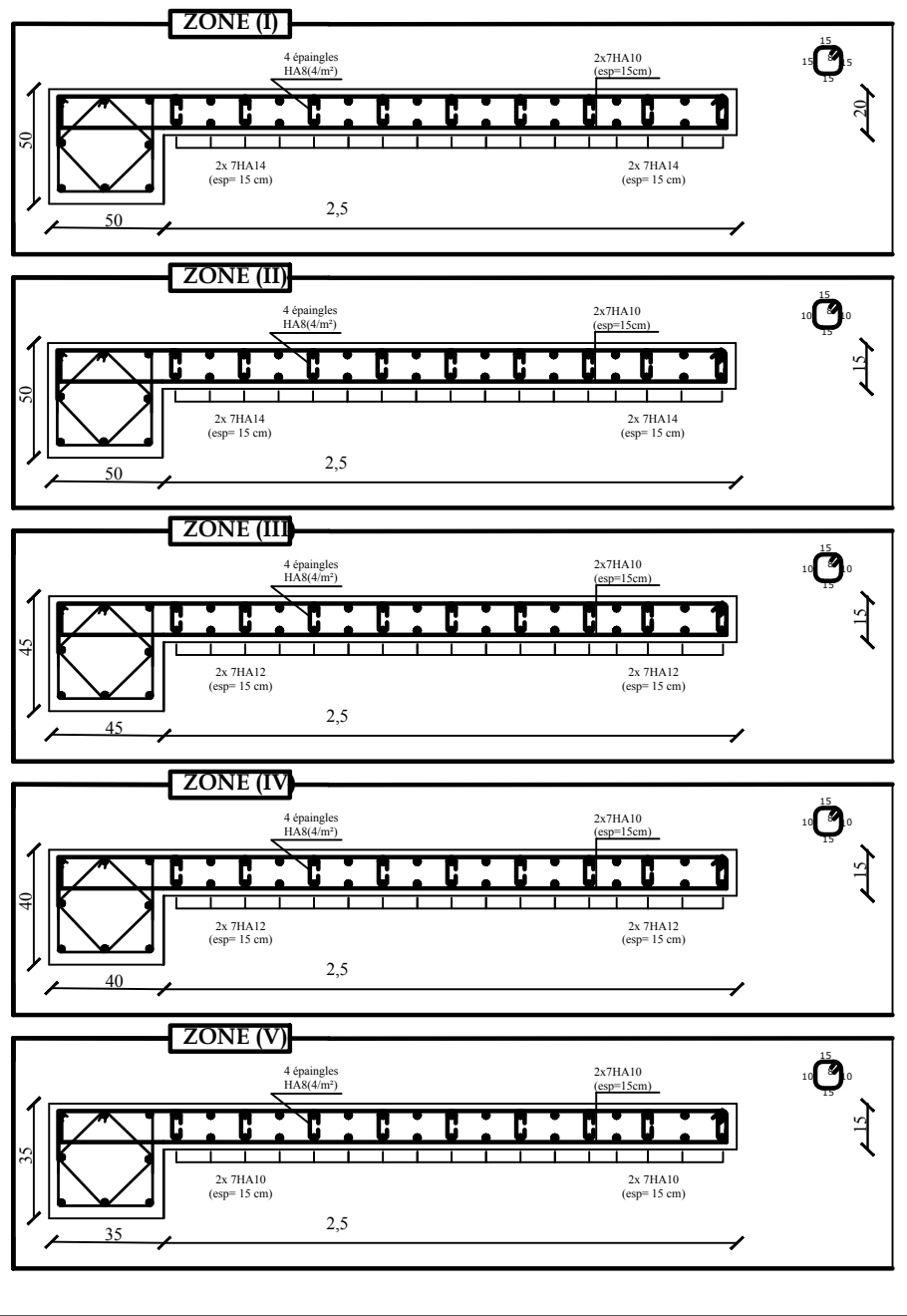
2020



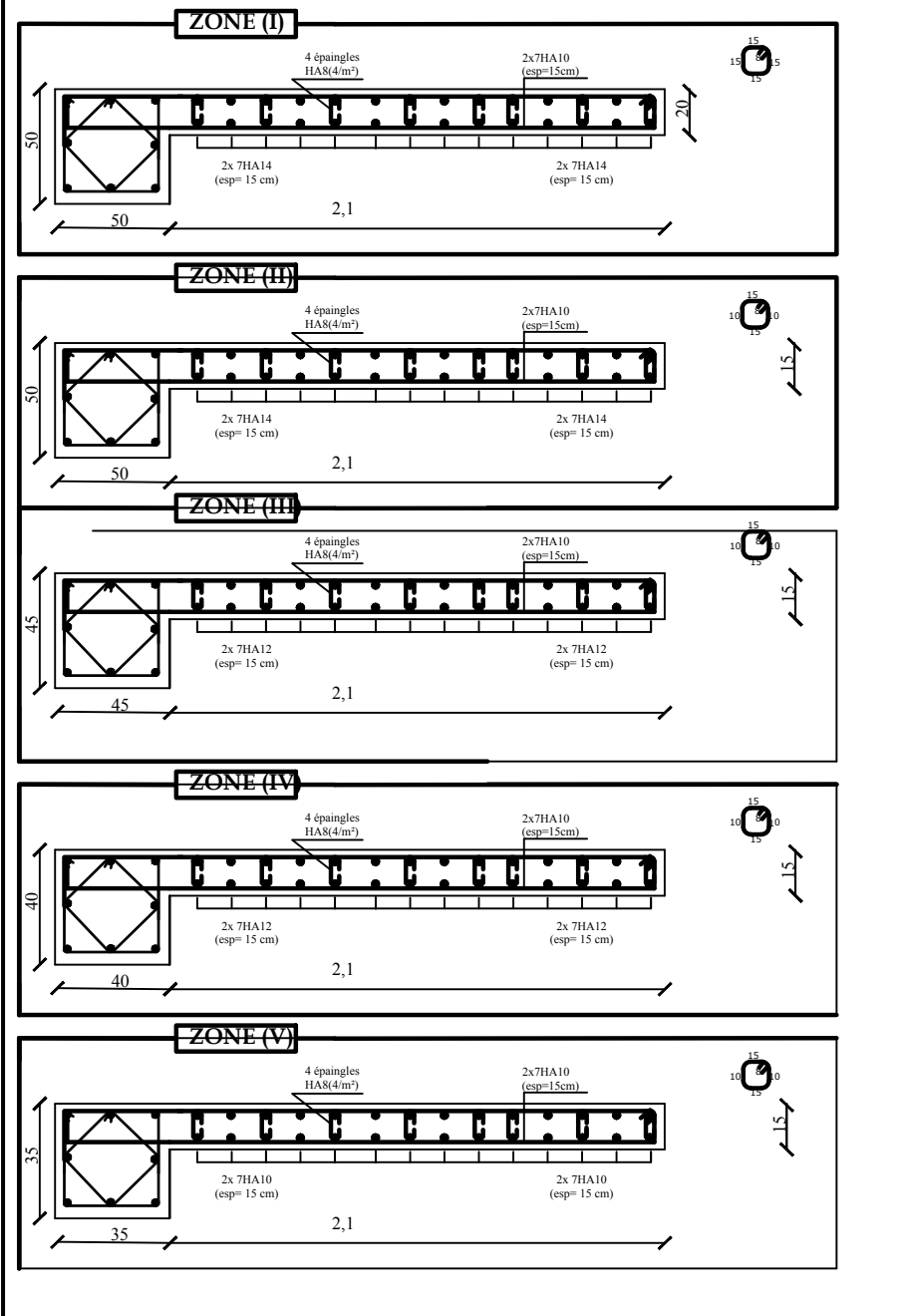
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	Titre : <i>Ferrailage des voiles longitudinaux</i>	Echelle°: 1/50 Plan N°: 04
Dirigé par : Mr H.DJELLOULI		Promotion: 2020

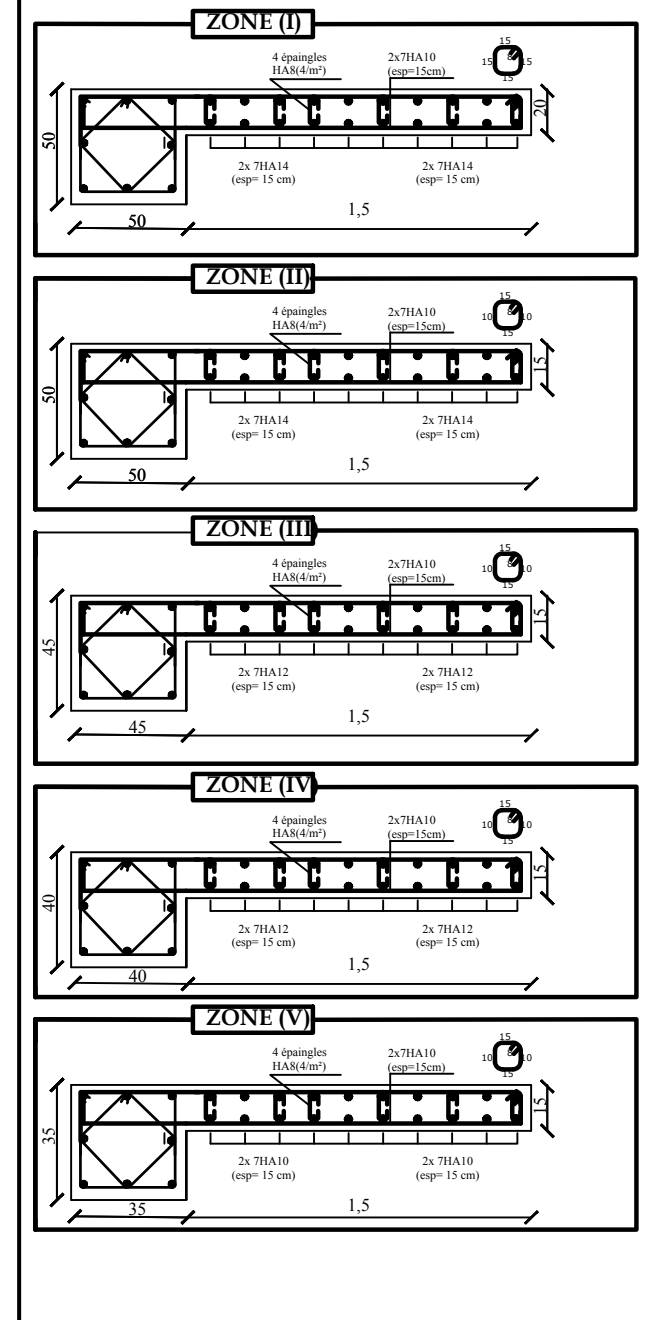
Voile Transversal :VT1
L= 2,5m



Voile Transversal :VT2
L= 2,1m



Voile transversal :VT3
L= 1,5m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

Titre :

Ferrailage des voiles
transversaux

Echelle°:1/50

Plan N°:05

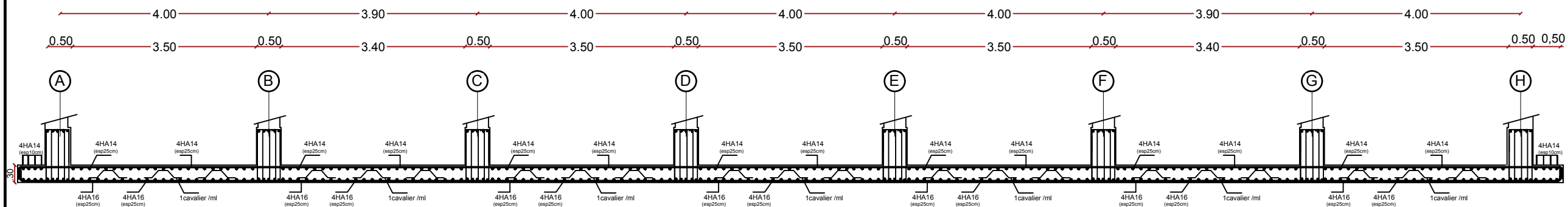
Dirigé par :

Mr H.DJELLOULI

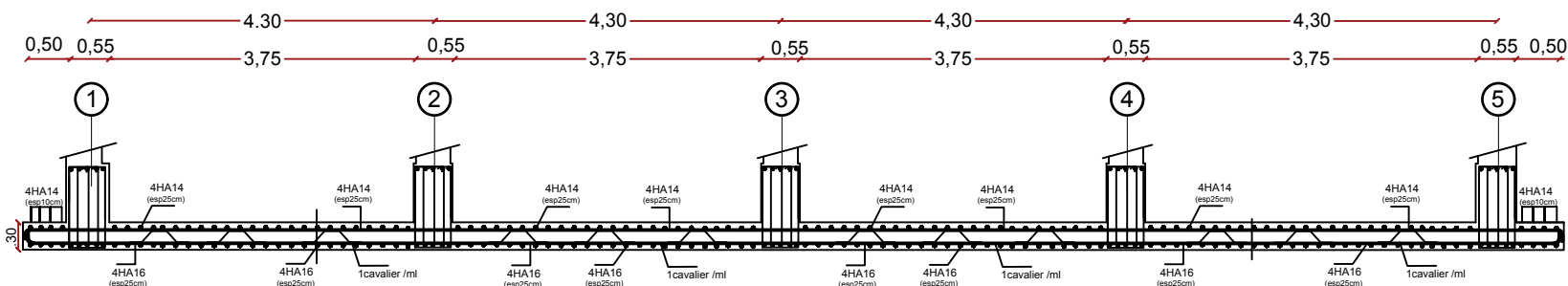
Promotion:
2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

Dirigé par :

Mr H.DJELLOULI

Titre :

-Ferrailage de la dalle
du radier

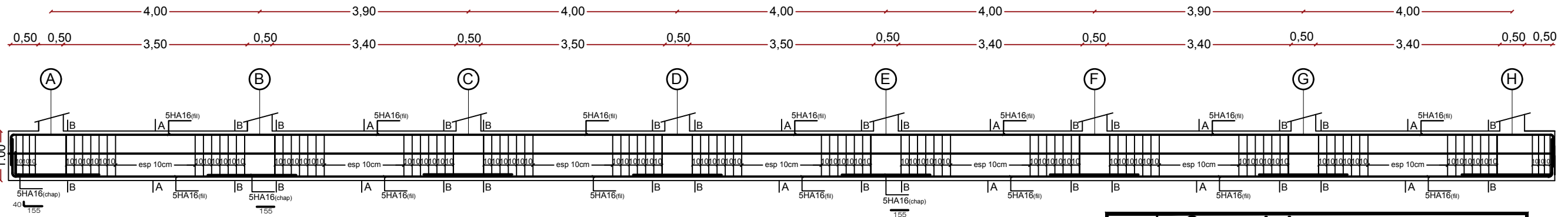
Echelle°: 1/50

Plan N°: 06

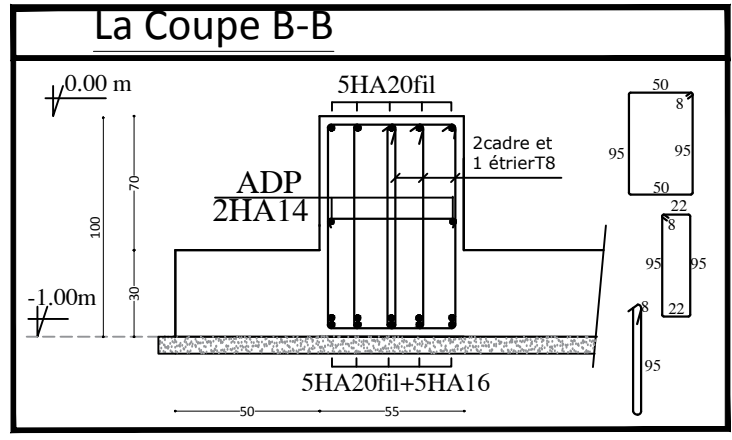
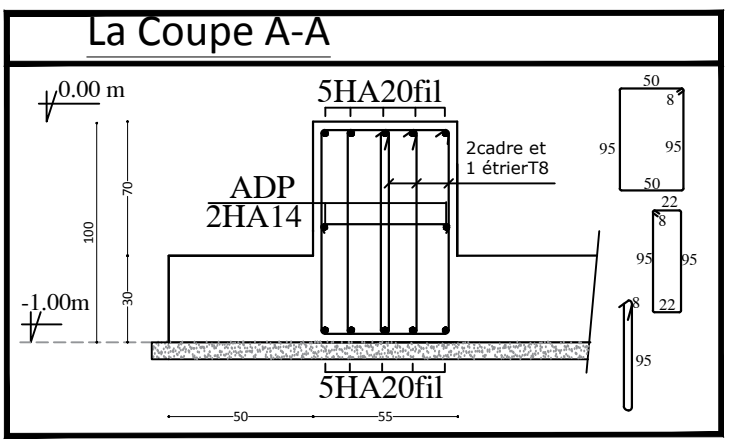
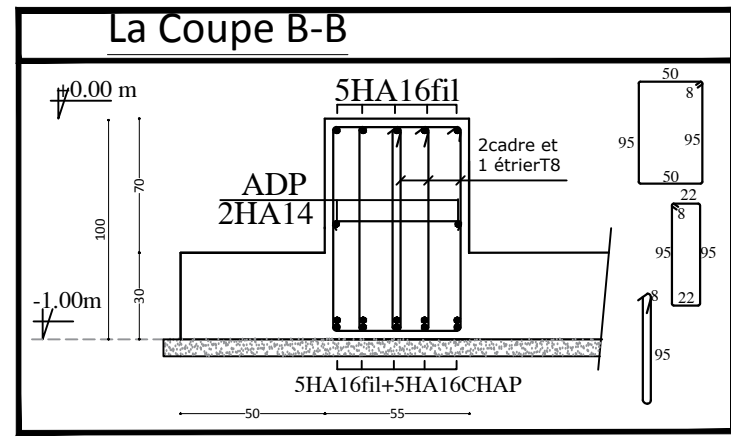
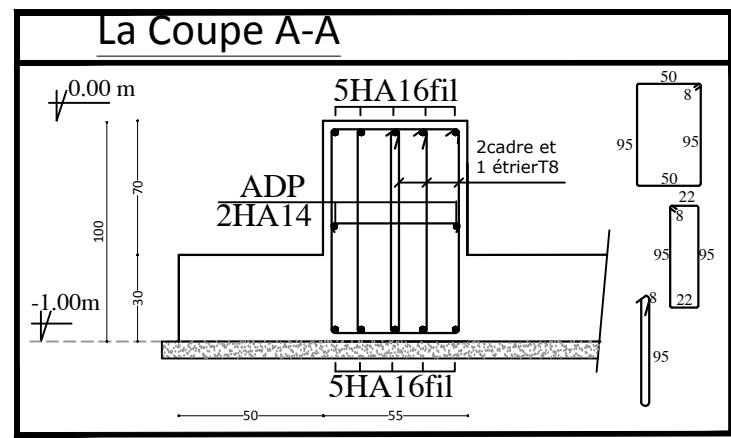
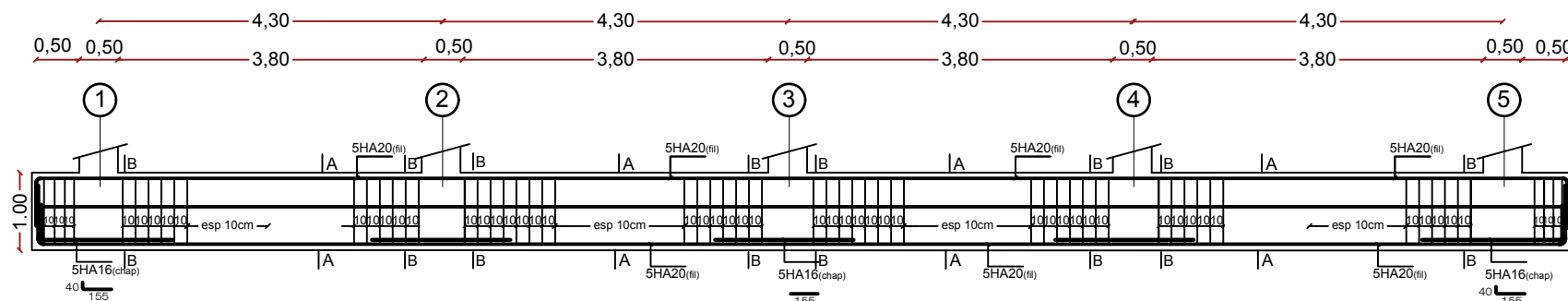
Promotion:
2020

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X80)cm²

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

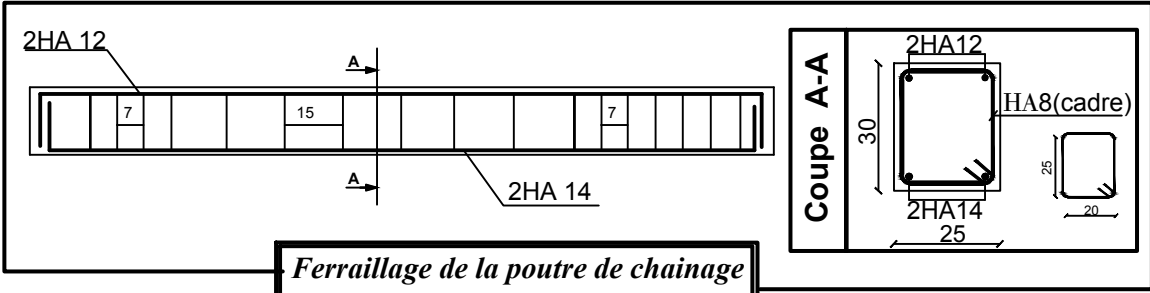
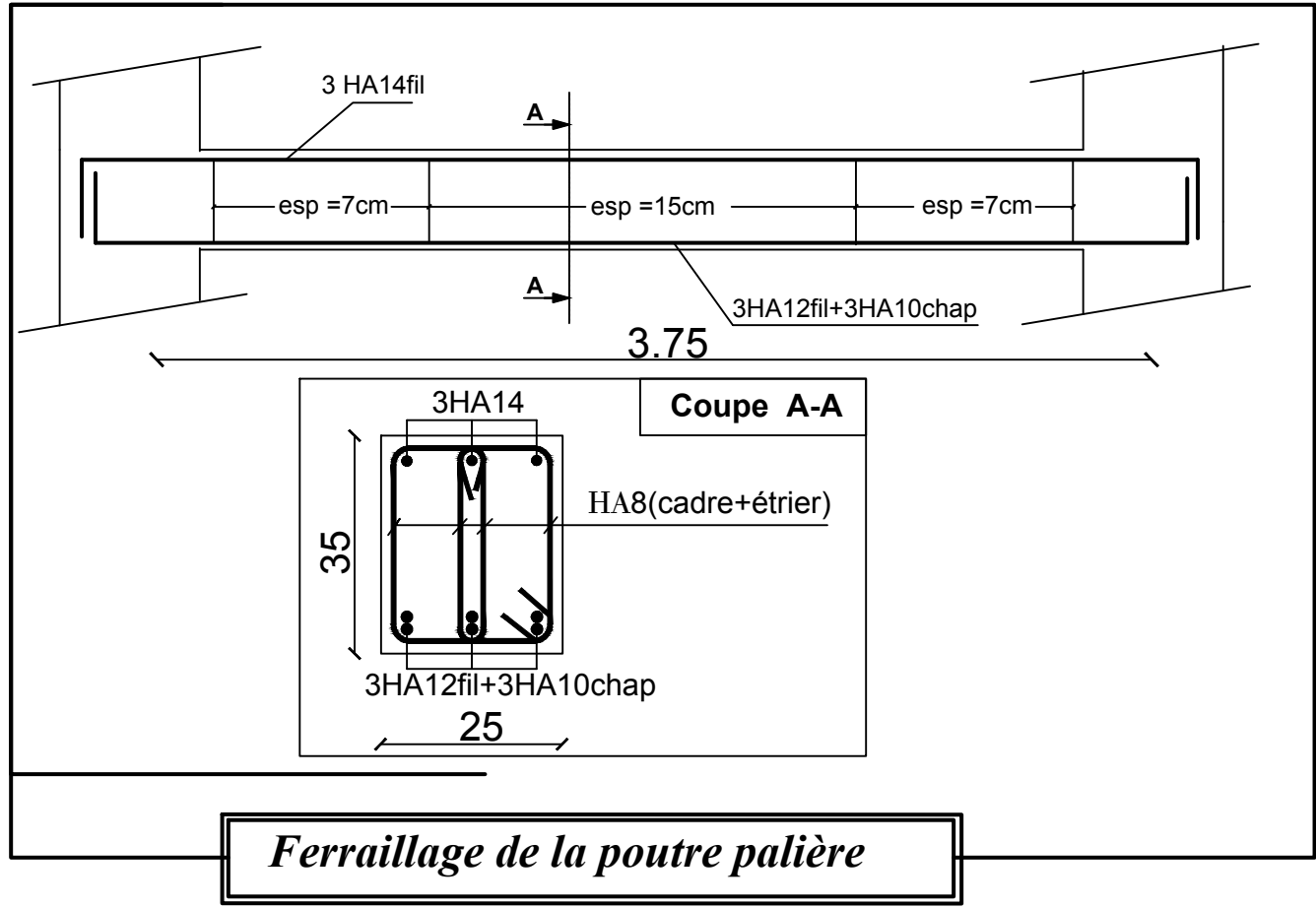
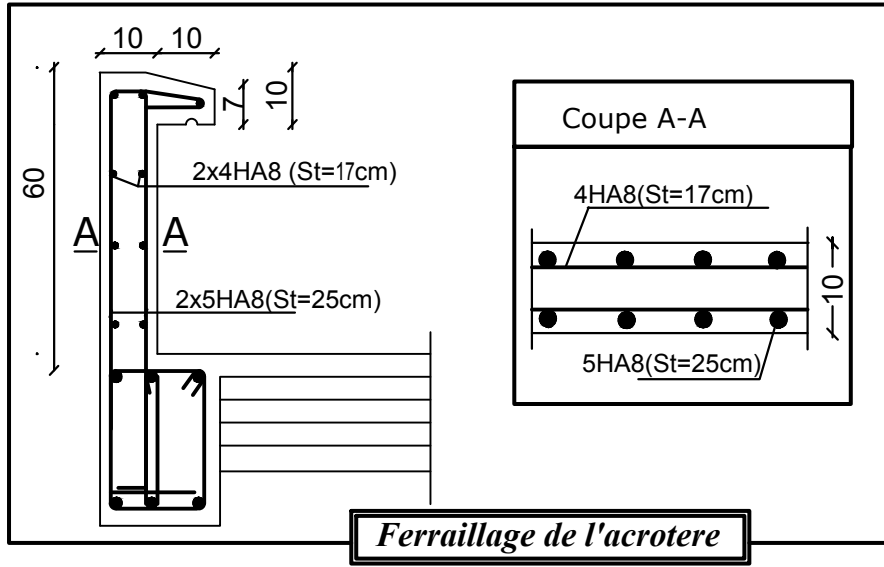
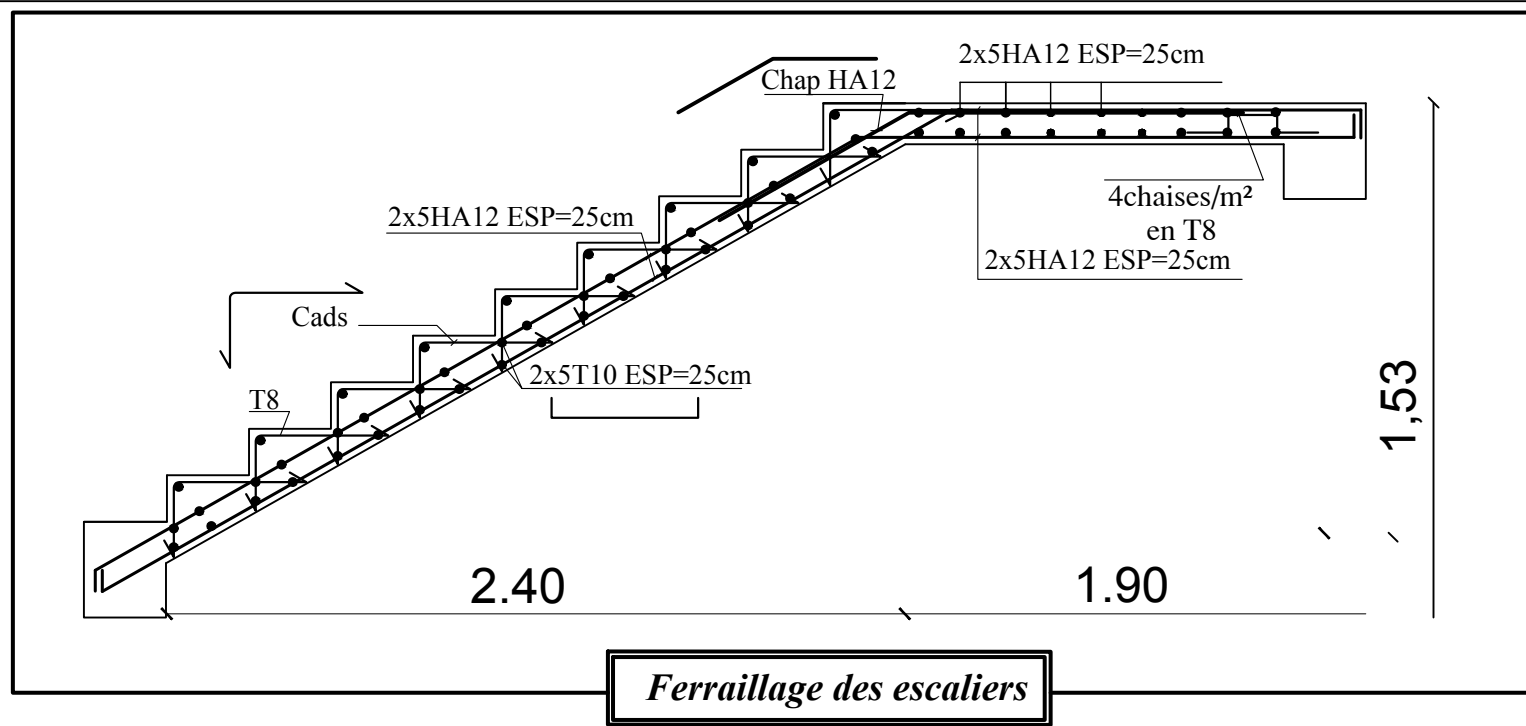
Dirigé par :
Mr H.DJELLOULI

Titre :
-Ferrailage de la nervure

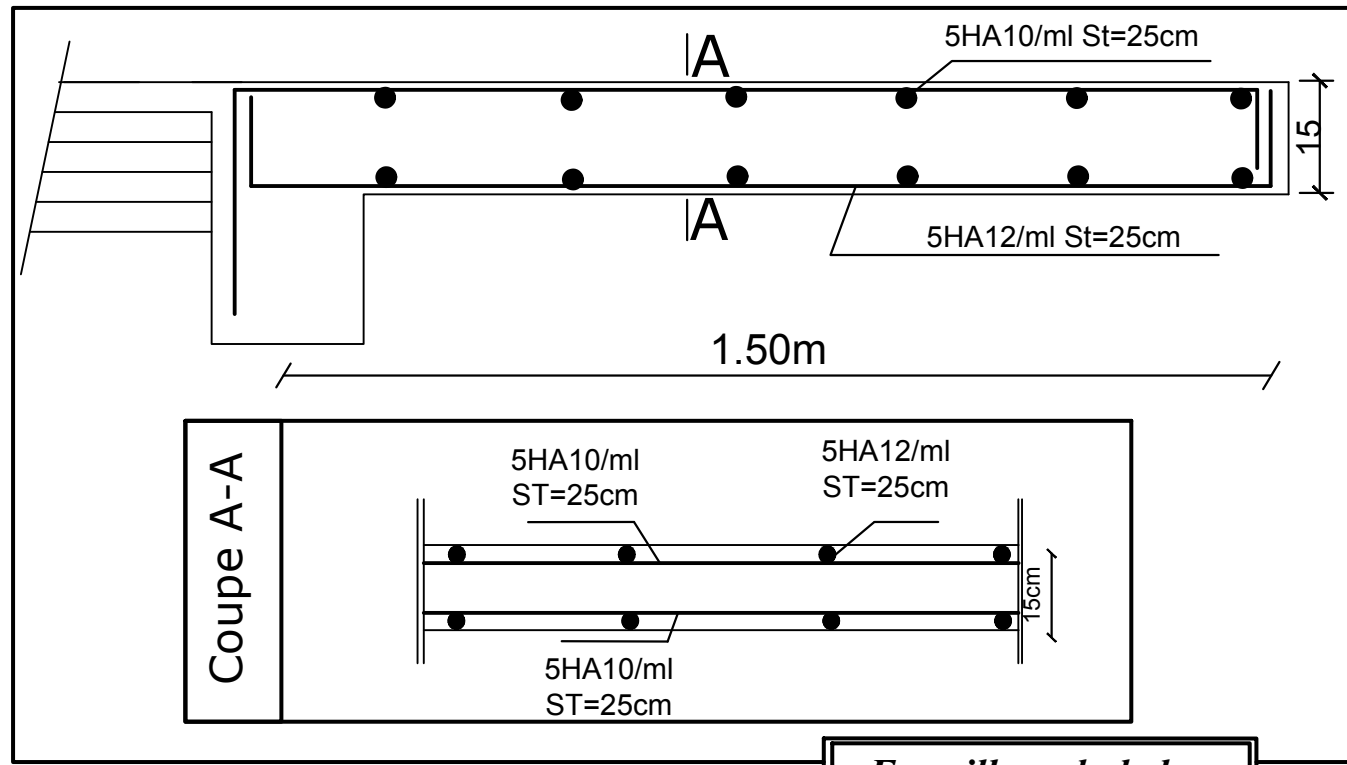
Echelle°: 1/50

Plan N°: 07

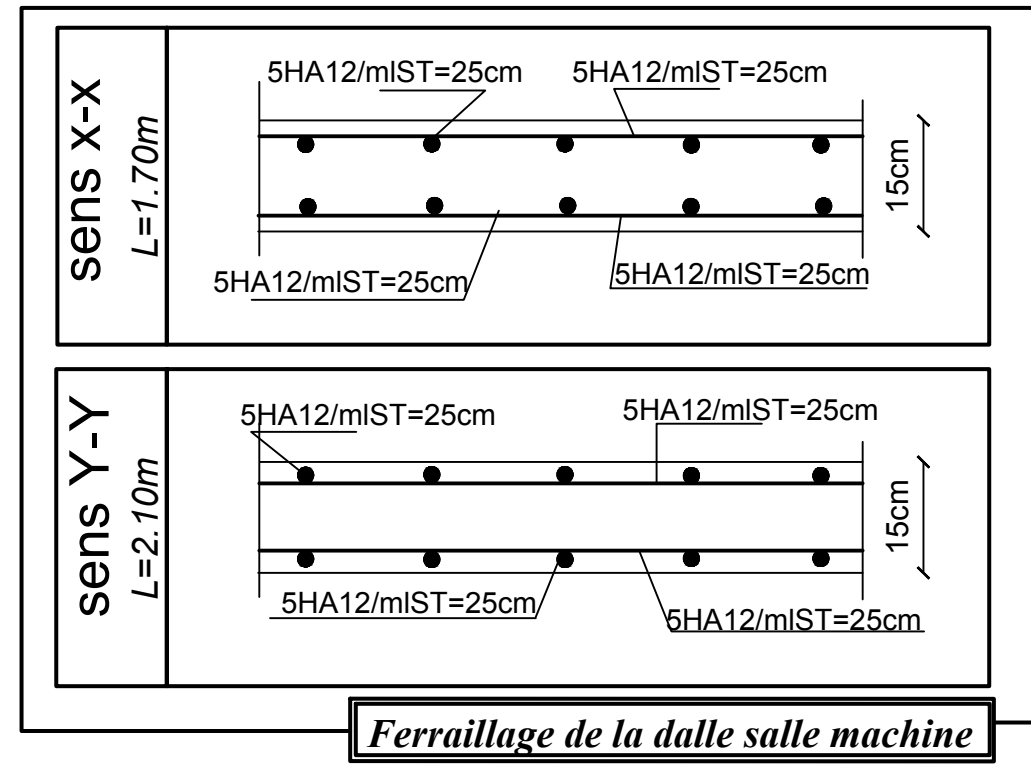
Promotion:
2020



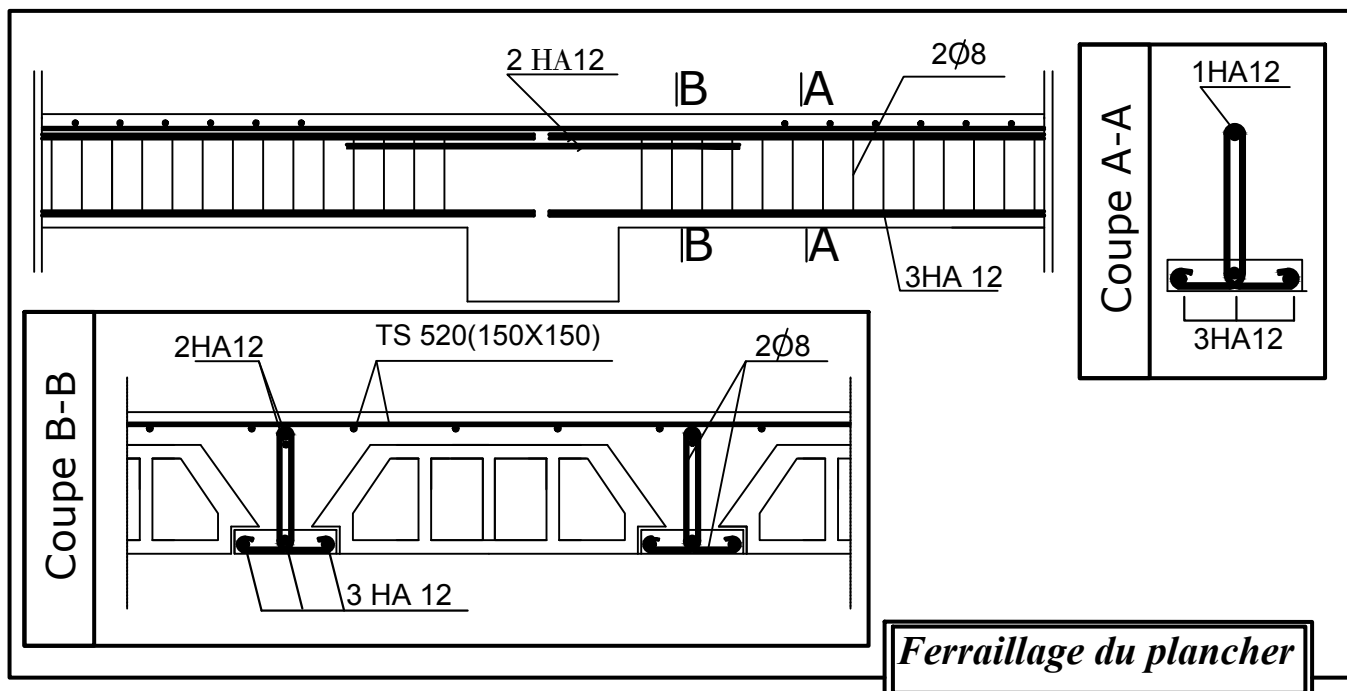
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/25</i>
-HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	-Ferrailage de la poutre de chaînage -Ferrailage de la poutre palière	<i>Plan N°: 08'</i>
<i>Dirigé par :</i>	-Ferrailage des escaliers -Ferrailage de l'acrotère	<i>Promotion:</i>
Mr H.DJELLOULI		2020



Ferrailage du balcon

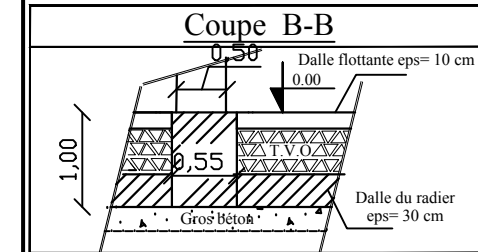
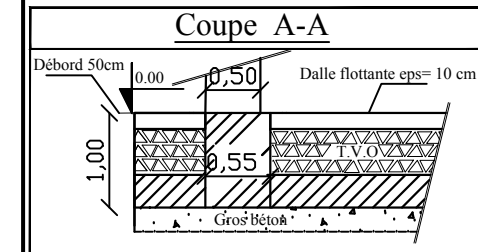
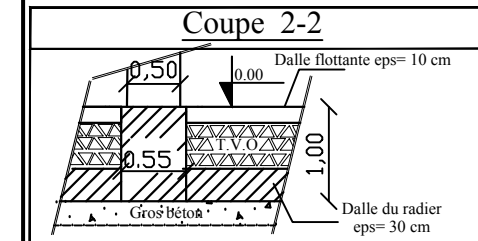
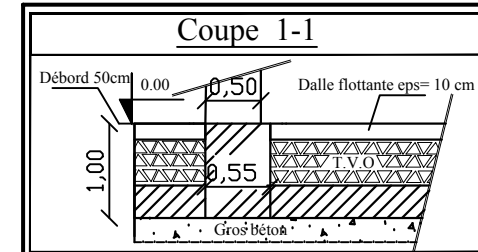
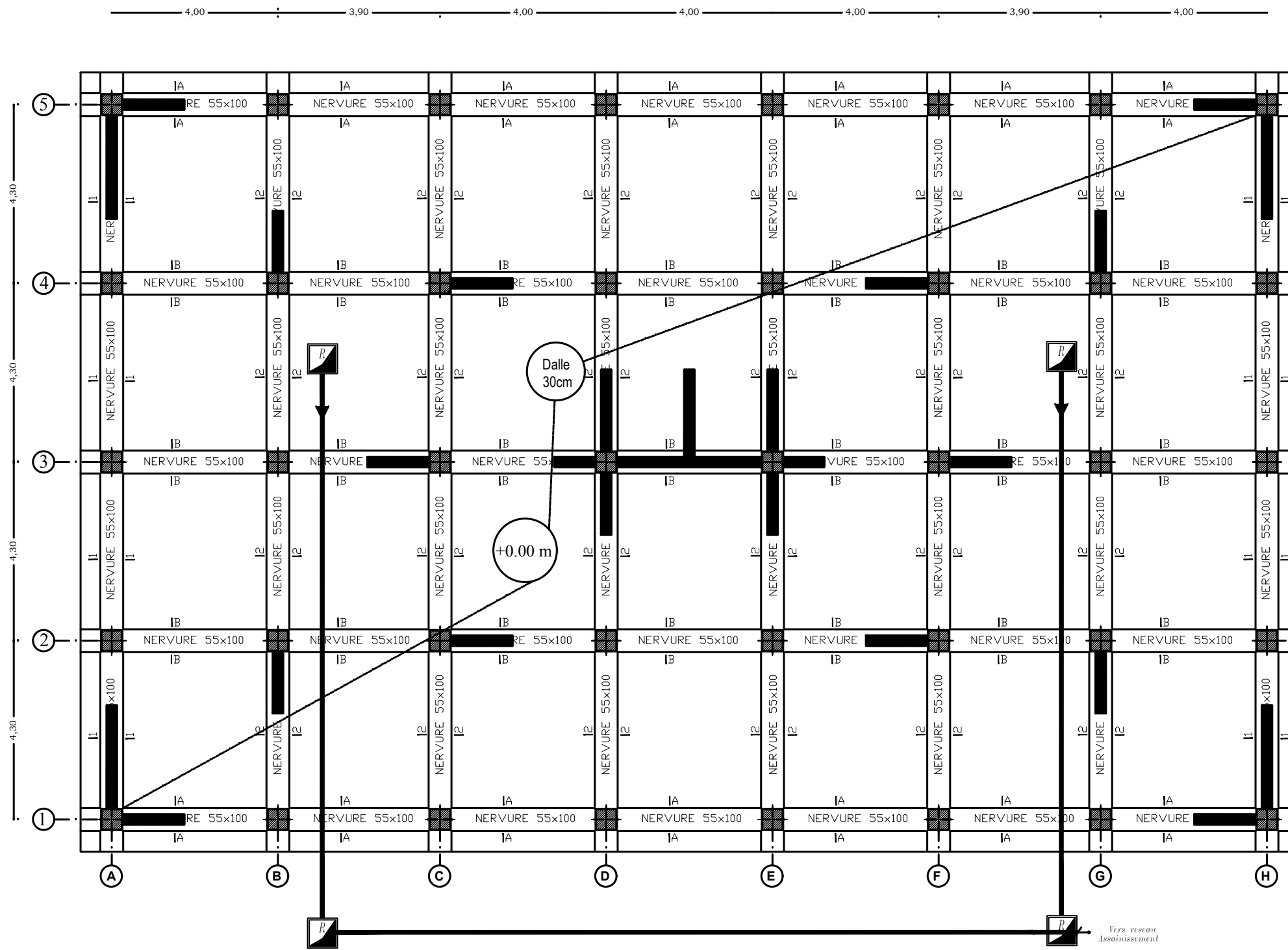


Ferrailage de la dalle salle machine



Ferrailage du plancher

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	Titre : -Ferrailage du balcon -Ferrailage du plancher -Ferrailage de la dalle salle machine	Echelle°: 1/25 Plan N°: 08
Dirigé par : Mr H.DJELLOULI		Promotion: 2020



Zone:(I)

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(55X100)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV: 0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-HADJERAS Marzouk
-ZAMOUM Med-Ameziane
-ZIBOUCHE Jugurta

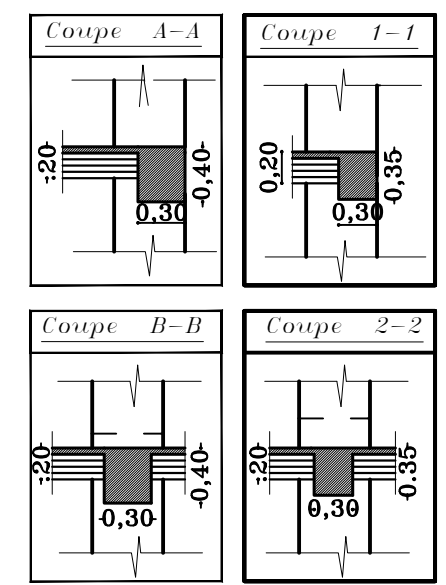
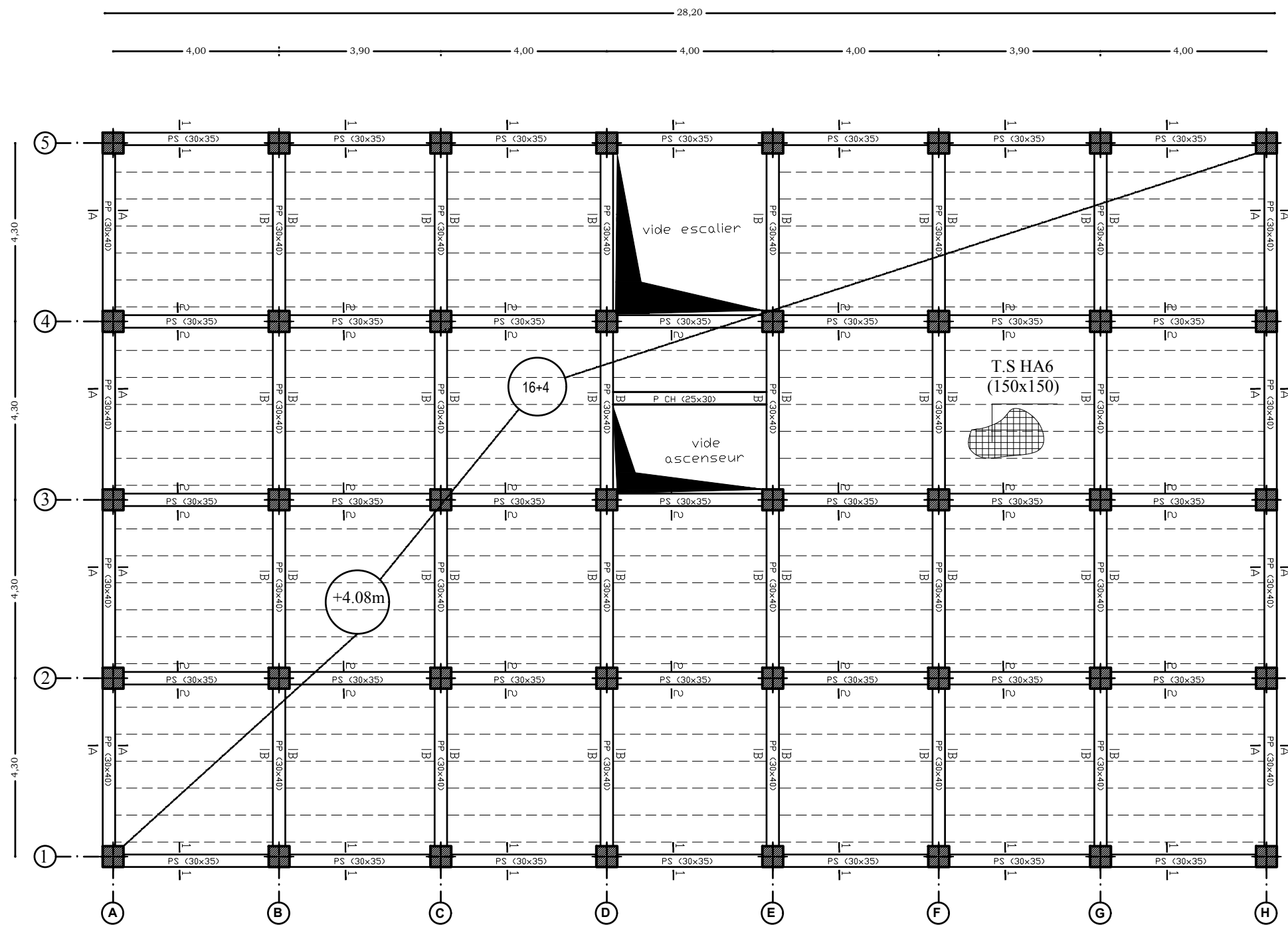
Dirigé par :
Mr H.DJELLOULI

Titre :
PLAN DE FONDATIONS
NIV: 0.00

Echelle°:1/50

Plan N°:10

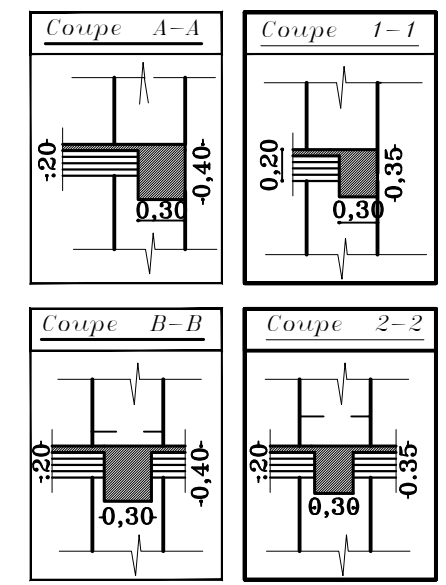
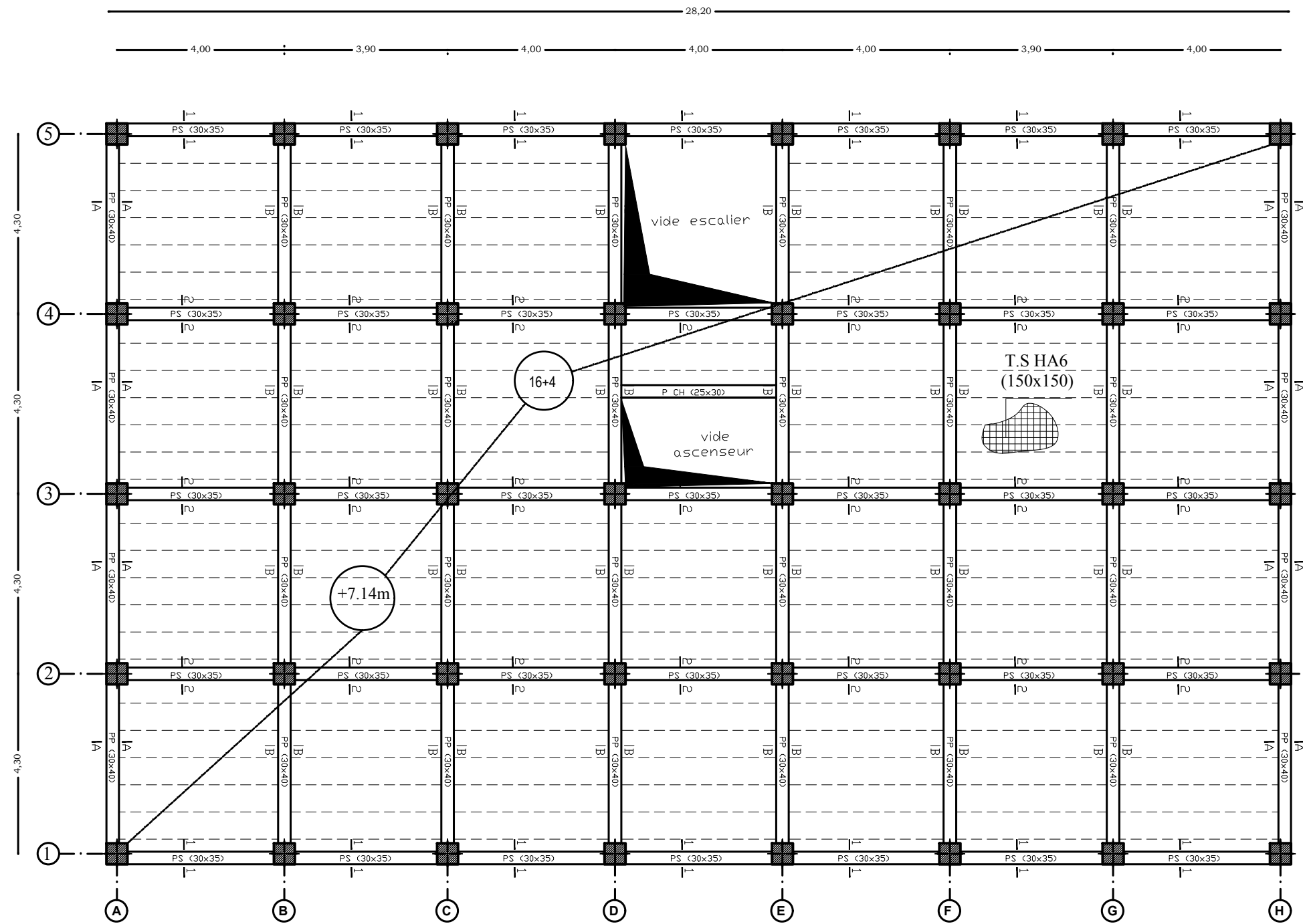
Promotion:
2020



Zone:(I)
 -Poteaux: (50X50)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: RDC (+ 4.08 m)

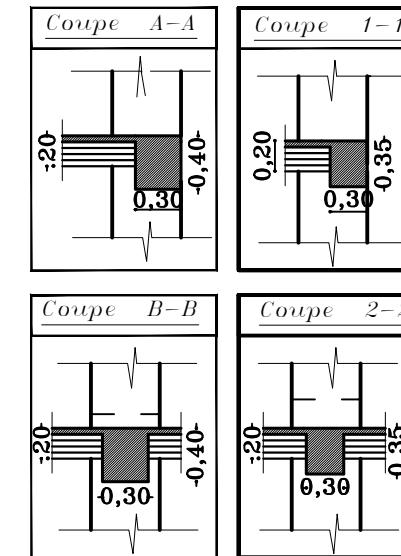
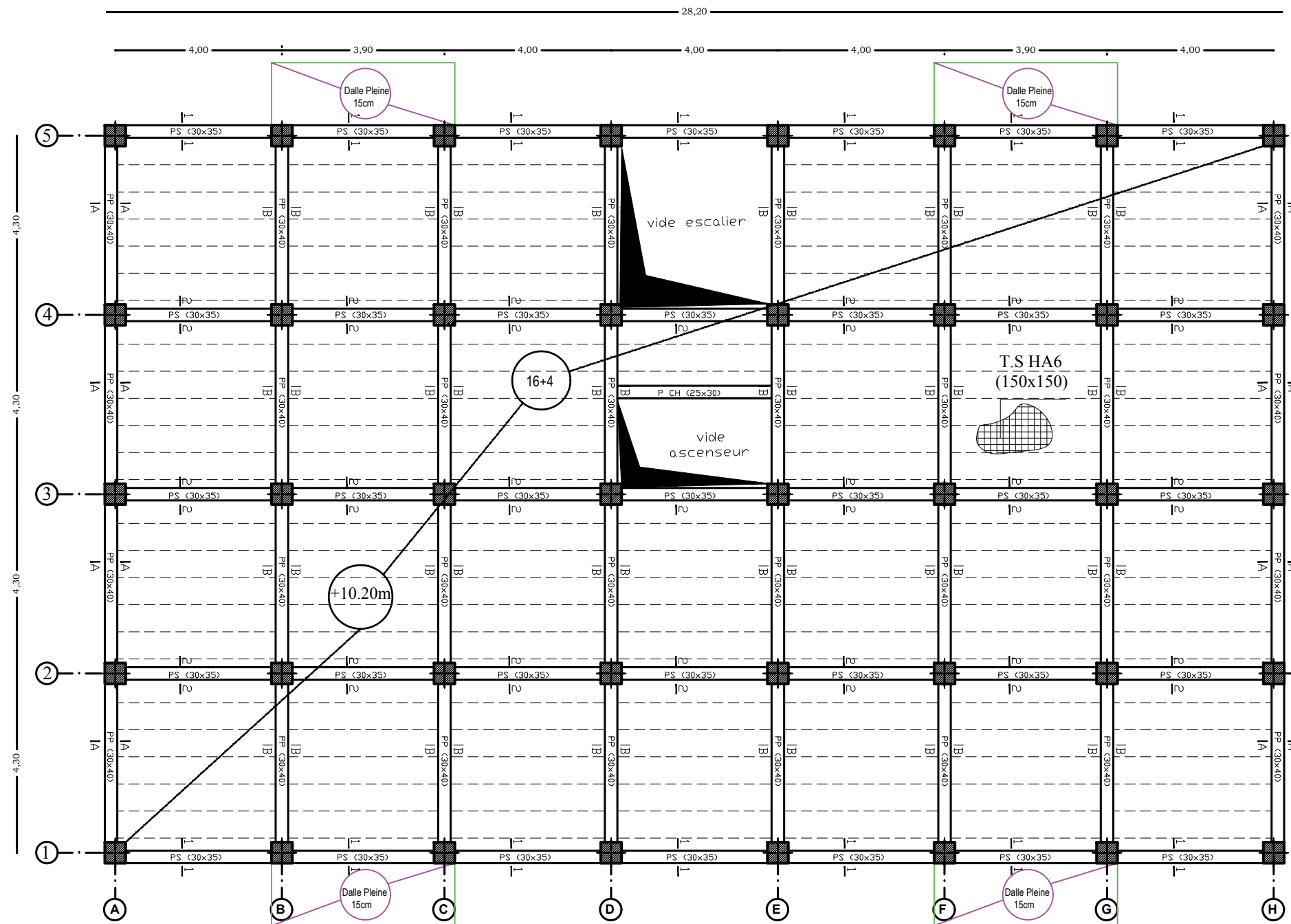
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: RDC (+ 4.08 m)	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:11</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(II)
 -Poteaux: (50X50)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 1 (+ 7.14 m)

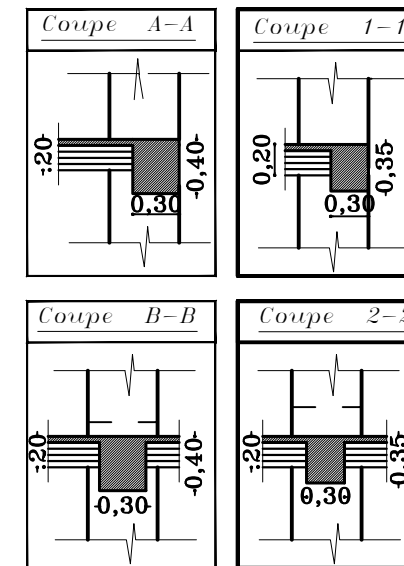
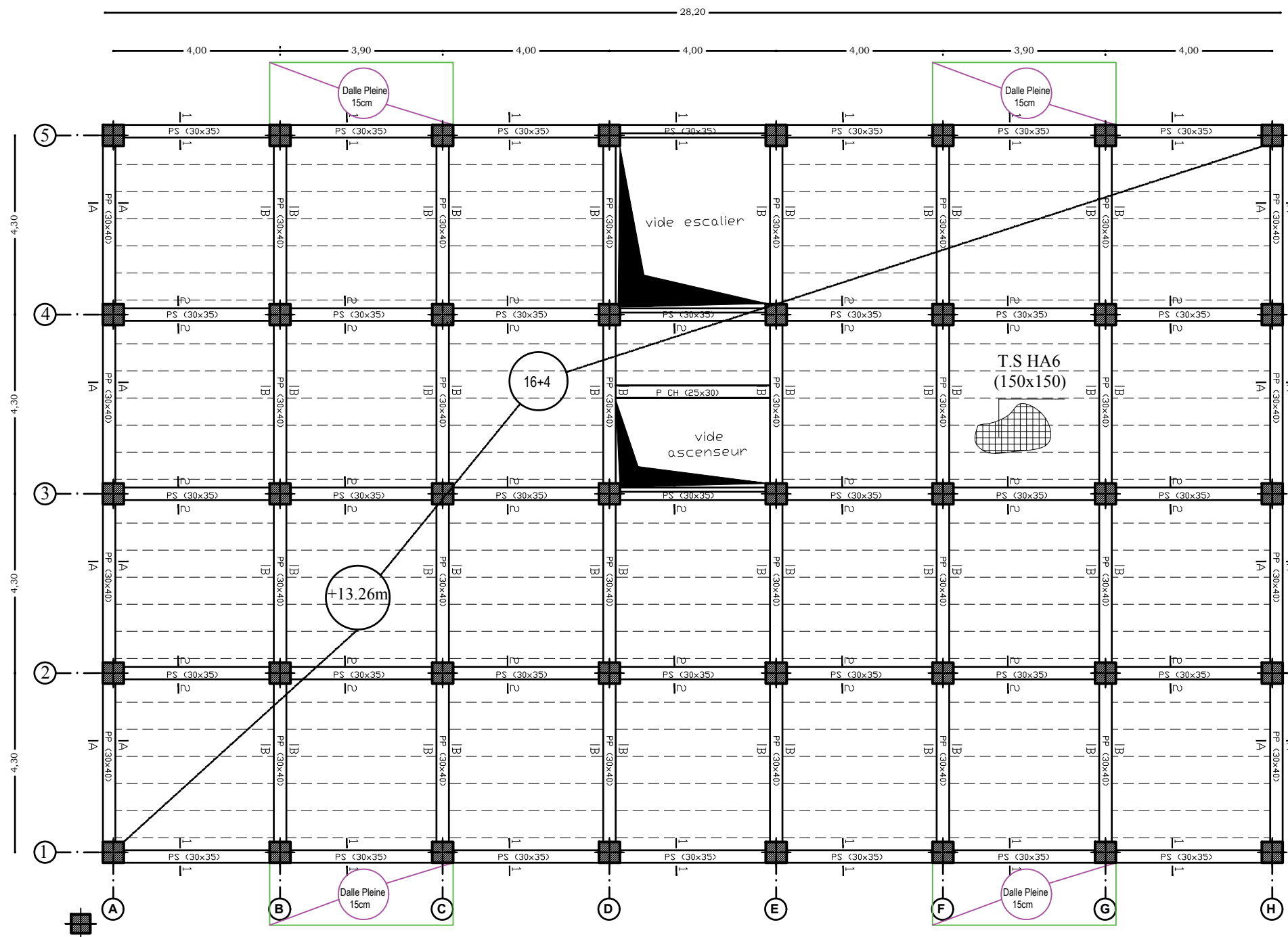
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 1 (+ 7.14 m)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 12 <i>Promotion:</i> 2020
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		



Zone:(III)
 -Poteaux: (45X45)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 2 (+ 10.2 m)

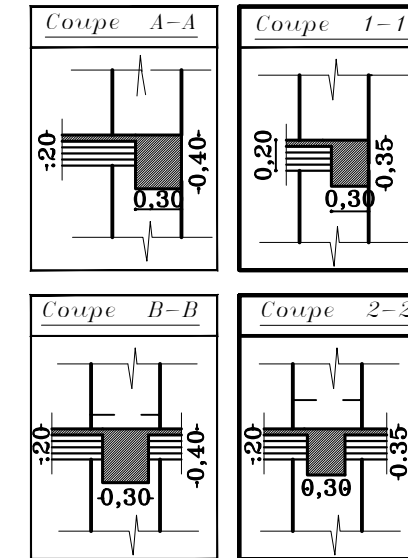
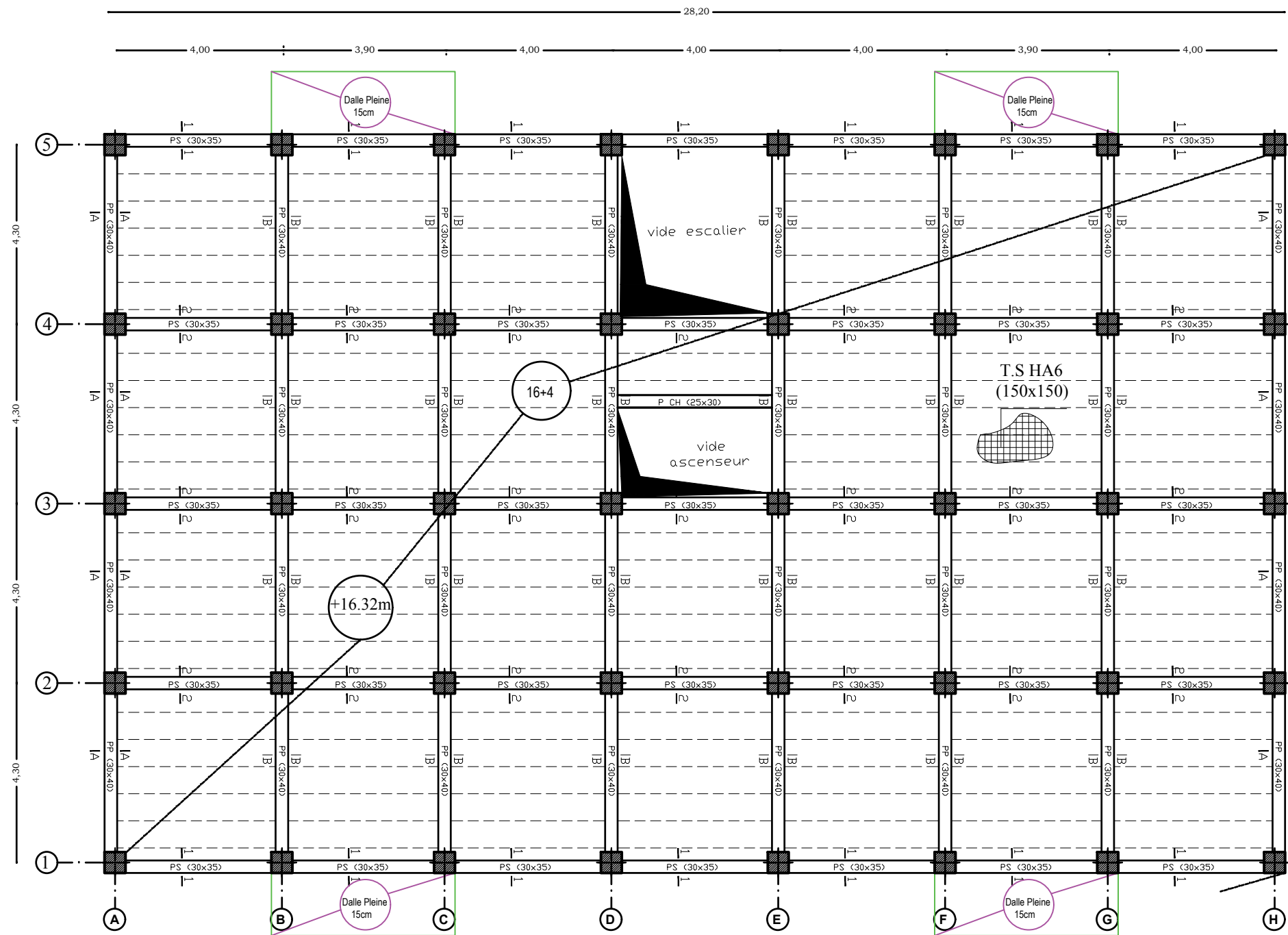
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 2 (+ 10.2 m)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 13 <i>Promotion:</i> 2020
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		



Zone:(III)
 -Poteaux: (45X45)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 3(+ 13.26 m)

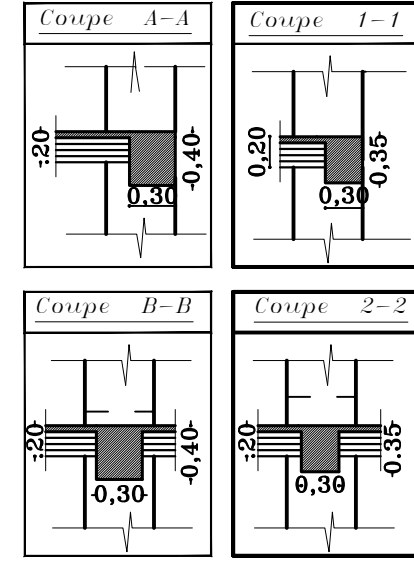
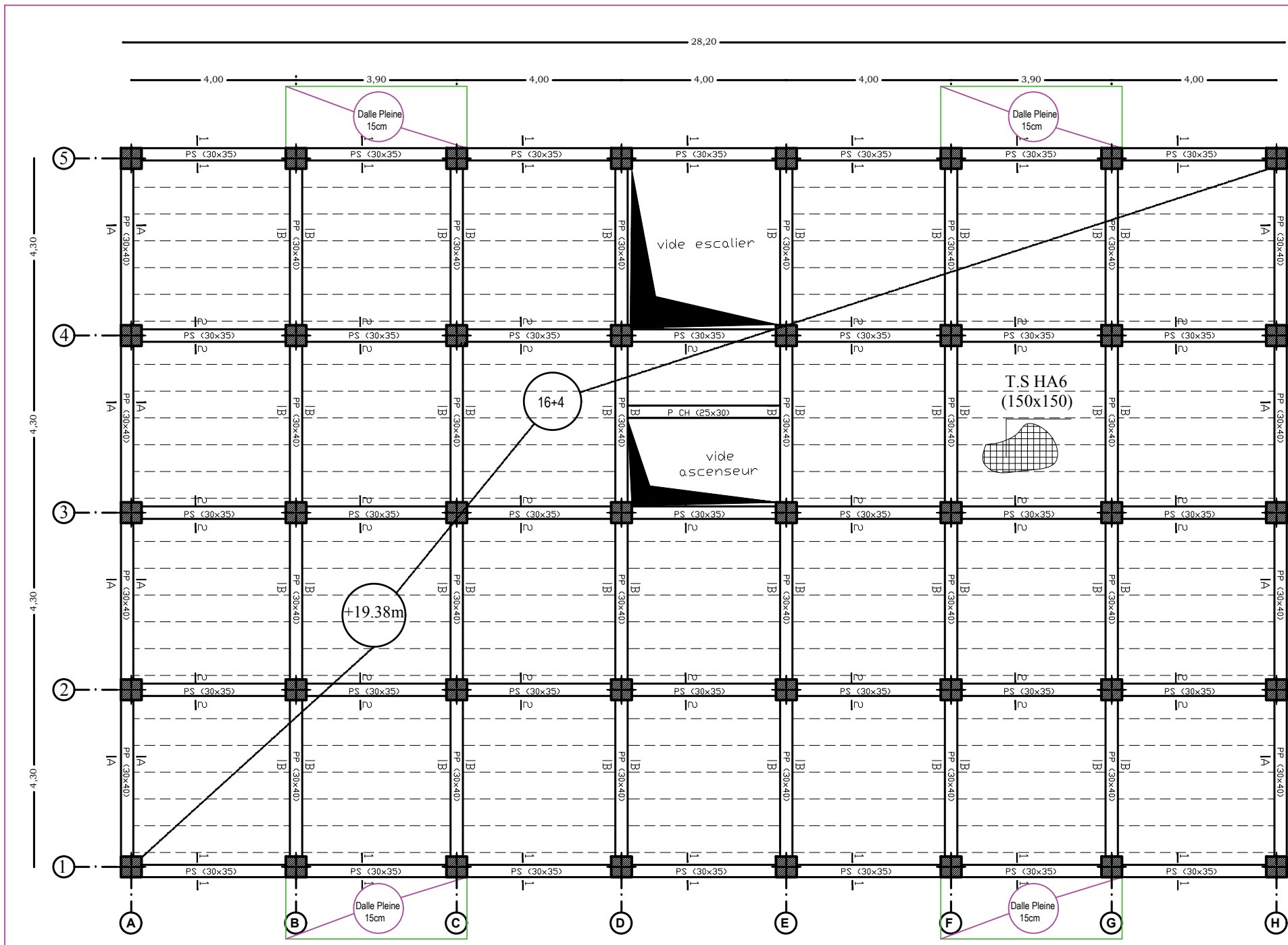
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 3(+ 13.26 m)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 14
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(IV)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 4 (+ 16.32 m)

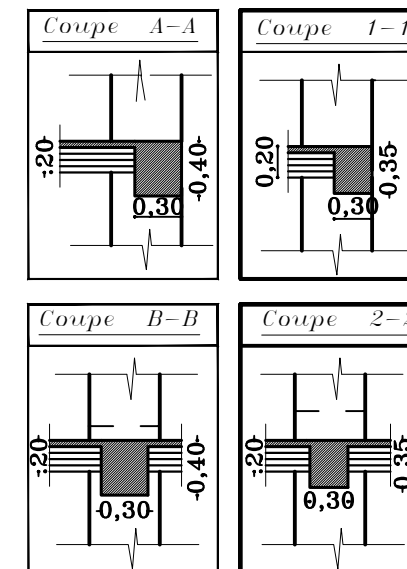
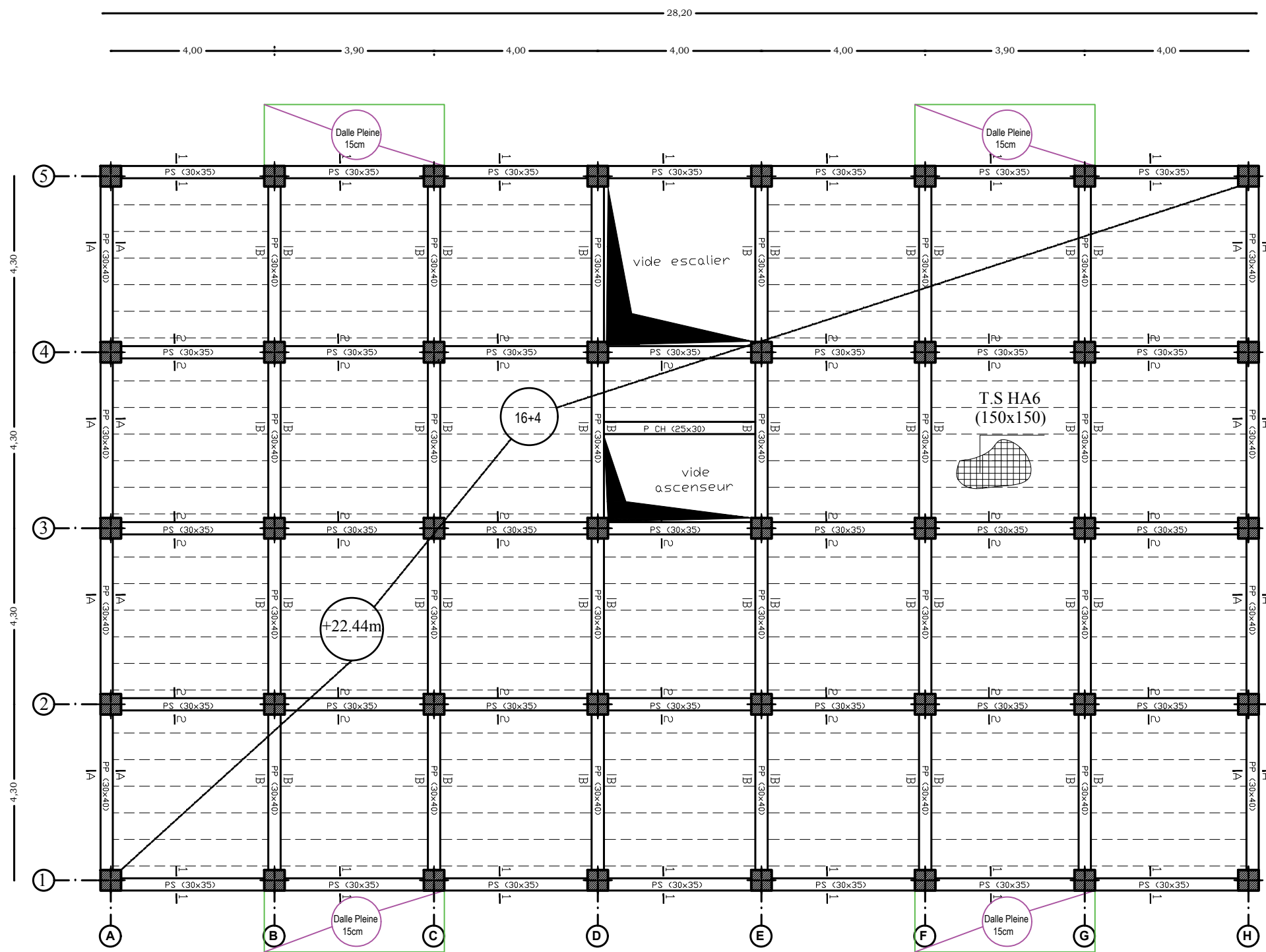
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 4 (+ 16.32 m)	<i>Echelle:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 15
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(IV)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 5 (+ 19.38 m)

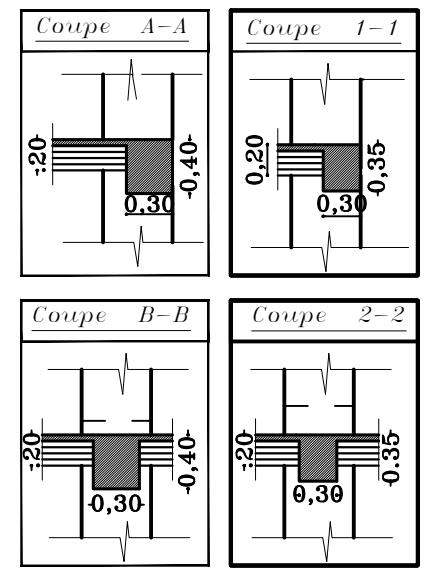
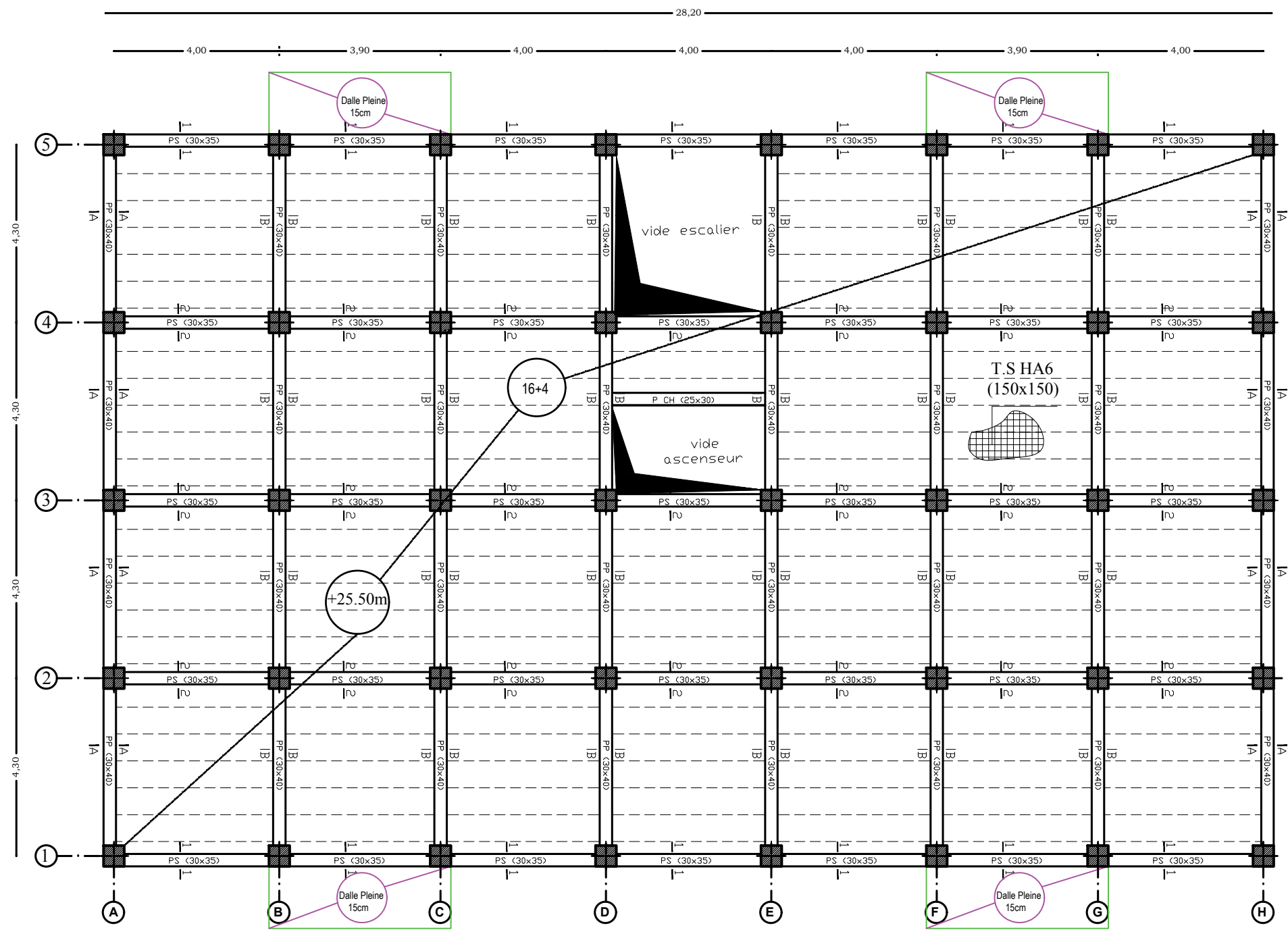
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 5 (+ 19.38 m)	<i>Echelle°:1/50</i> <i>Plan N°:16</i>
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(IV)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 6 (+ 22.44 m)

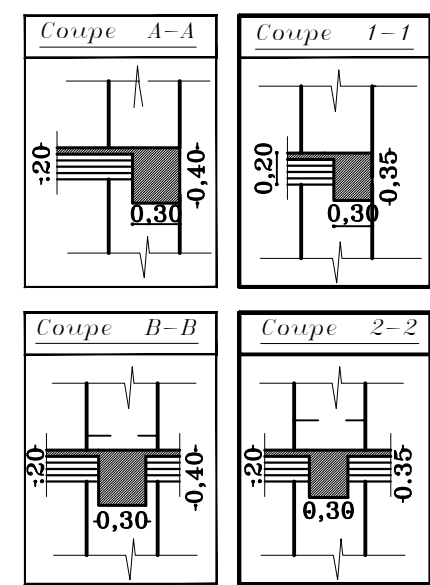
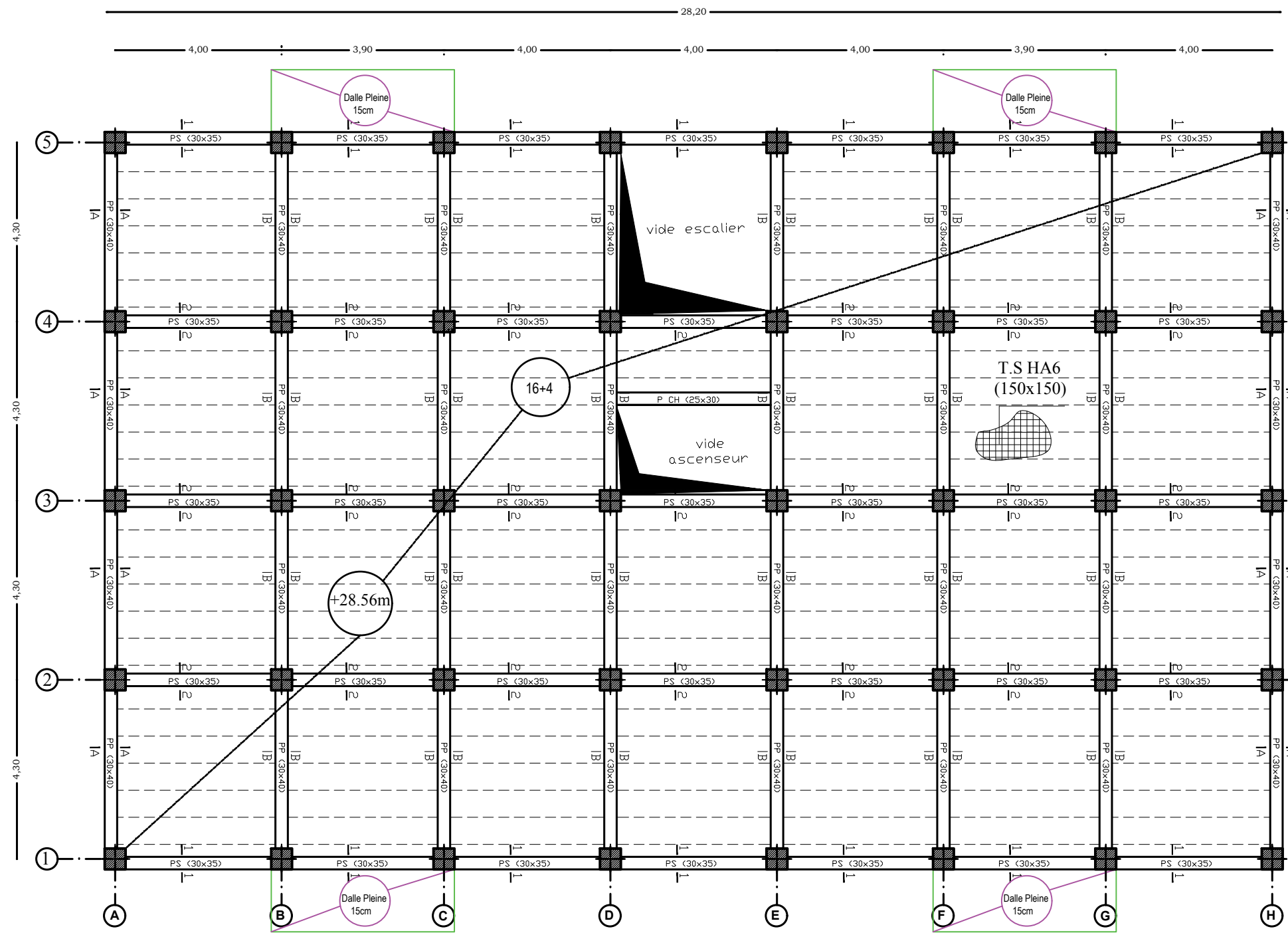
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 6 (+ 22.44 m)	<i>Echelle°:1/50</i> Plan N°:17
<i>Dirigé par :</i> Mr.H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(V)
 -Poteaux: (35X35)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 7 (+ 25.5 m)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 7 (+ 25.5 m)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 18
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020

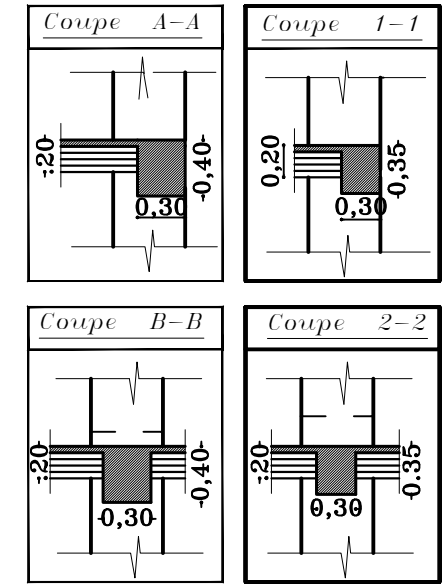
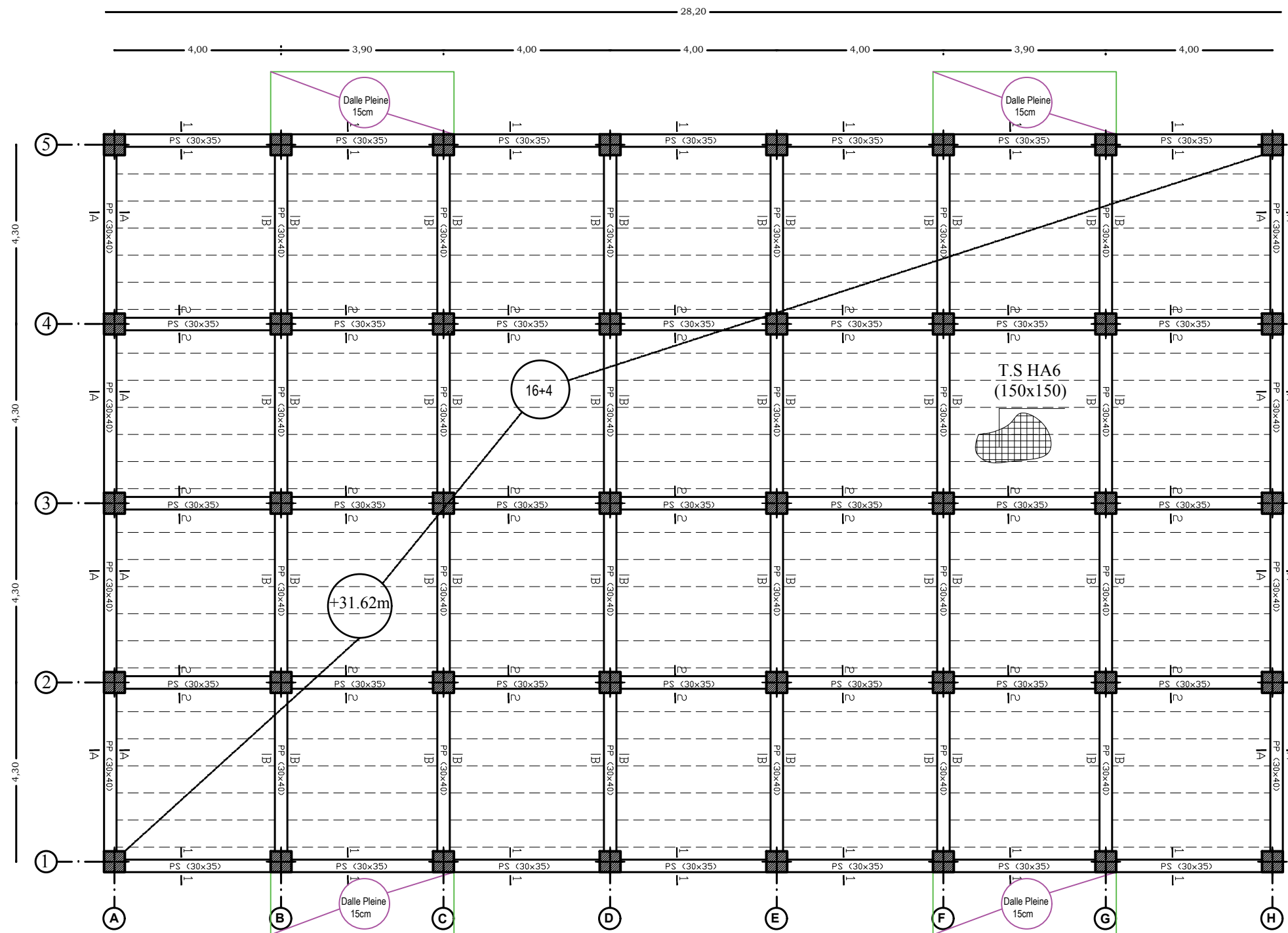


Zone:(V)
 -Poteaux: (35X35)
 -Poutres principales:(30X40)
 -Poutres secondaires:(30X35)
 -Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Etage 8 (+ 28.56 m)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Etage 8 (+ 28.56 m)	<i>Echelle:</i> 1/50
		<i>Plan N°:</i> 19
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020



Zone:(V)

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV: Terrasse (+ 31.62 m)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -HADJERAS Marzouk -ZAMOUM Med-Ameziane -ZIBOUCHE Jugurta	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: Terrasse (+ 31.62 m)	<i>Echelle°:1/50</i> Plan N°:20
<i>Dirigé par :</i> Mr H.DJELLOULI		<i>Promotion:</i> 2020