

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

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

Option : construction civile et industrielle.

THEME : Etude d'un bâtiment (R+9+entre sol) à usage

D'habitation et

commercial avec un système de Contreventement mixte en béton armée.



Dirigé par :
M^r : MANSOURI A

Etudié par
M^r: BELABBAS YACINE
M^{re}: KHADIR LOUNIS

Année 2018/2019

Dédicace

*Avant tout je remercie **Allah**, le miséricordieux, de m'avoir donné la santé et tout dont je nécessitais pour l'accomplissement de ce modeste travail.*

Un très grand merci à :

*A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, à toi mon père « **TAIEB** »*

*A ma mère « **HOURIA** » pour son amour, et qu'elle m'a toujours accordé en témoignage de ma reconnaissance envers sa confiance, ces sacrifices et sa tendresse.*

*A mes chers frères « **MOHAMED et MOHAMED SAID** »*

*Et sœurs « **ZAKIA ET NABILA** » la lumière de mes jours, la source de mes efforts. Pour leur soutien et leurs conseils précieux tout au long de mes études.*

A toutes ma famille.

*A mon cher binôme « **YACINE** ».*

*A mes amis « **BELAID, RABAH, SALEM, HICHAM ET YUCEF.** » qui m'ont aidé et supporté dans les moments difficiles.*

*A à toute la promotion **2018-2019** de génie civil.*

KHADIR LOUNIS.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes chers **parents**, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

A mes très chers frères « **FARID, SAMIR, SOFIANE** » et à ma chère sœur **RAZIKA** pour leurs encouragements permanents et leurs soutiens morale.

A Mes petits neveux **AKRAM** et **MARWA**

A tout mes ami(e)s: « **RABAH, BELAID, HICHAM, YUCEF, LYES, SALEM, KARIMA, GHANIA, THANINA.....** »

A mon binôme « **LOUNIS** » et sa famille .

A toutes les personnes que j'aime et qui font partie de ma vie.

A toute la promotion **2018-2019 de Génie civil**

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible.

BELABBAS YACINE.

Remerciements

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur « M^r MANSOURI »

Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

BELABBAS YACINE

KHADIR LOUNIS

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage

- Figure I-1 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU
- Figure I-2 : Diagramme des contraintes- déformations du béton (ELS)
- Figure I-3 : Diagramme des contraintes- déformations

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- 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 : Position de poteau le plus sollicité
- Figure II-5 : Surface revenante au poteau le plus sollicité
- Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible
- Figure II-7 : Coupe verticale du plancher courant.

Chapitre III : calcul des éléments

- Figure III-1 : Coupe transversal du plancher
- Figure III-2 : schéma d'un treillis soudé
- Figure III-3 : la disposition des poutrelles
- Figure III-4 : Surfaces revenant aux poutrelles
- Figure III-5 : les des poutrelle a étudier
- Figure III-6 : Schéma statique de la poutrelle
- Figure III-7 : Diagramme des moments
- Figure III-8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en KN.m
- Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchant l'ELU
- Figure III-10 : Schéma statique de la poutrelle
- Figure III-11 : Diagramme des moments
- Figure III-12 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en KN.m
- Figure III-13 : Diagramme des efforts tranchants en KN
- Figure III-14 : Coupe schématique de la poutrelle
- Figure III-15 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)
- Figure III-16 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)
- Figure III-17 : Coupe schématique de la poutrelle
- Figure III-18 : ferrailage de plancher
- Figure III-19 : Constituant d'un escalier.
- Figure III-20 : Schéma du 1er type d'escalier.
- Figure III-21 : Schéma du 2ème type d'escalier.
- Figure III-22 : Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.
- Figure III-23 : : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.(1er type)
- Figure III-24 : Schéma statique de calcul du 2eme type d'escalier à l'ELU.
- Figure III-25 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU
- Figure III-26 : Schéma du la volée de Entre-sol
- Figure III-27 : Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.
- Figure III-28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU
- Figure III-29 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.
- Figure III-30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS
- Figure III-31 : ferrailage des escaliers

Liste des figures

- Figure III-32 : Coupe transversale de l'acrotère
- Figure III-33 : Diagramme des efforts internes
- Figure III-34 : ferrailage d'acrotère
- Figure III-35 : Schéma d'Ascenseur
- Figure III-36 : Répartition de la charge localisée sur la dalle
- Figure III-37 : Ferrailage de la dalle machine
- Figure III-38 : Coupe transversale d'un balcon.
- Figure III-39 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELU
- Figure III-40 : Schéma statique de calcul
- Figure III-41 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS
- Figure III-42 : ferrailage de balcon.
- Figure III-43 : Dimensions de la poutre chainage
- Figure III-44 : Schéma statique de calcul à L'ELU.
- Figure III-45 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.
- Figure III-46 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.
- Figure III-47 : ferrailage de la poutre de chainage .

Chapitre IV: Etude de contreventement

- Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau
- Figure IV-2 : Vue en plan et en coupe des refends
- Figure IV-3 : Schéma d'un trapèze.
- Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires
- Figure IV-5 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

Chapitre V: modification et vérification de RPA

- Figure V-1 : Vue en plan de la structure
- Figure V-2 : Interface d'introduction du spectre
- Figure V-3 : Justification de la période et les masses participantes.
- Figure V-4 : Justification de les masses participantes

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

- Figure VI-1 : Section en flexion composée.
- Figure VI-2- Délimitation de la zone nodale
- Figure VI-3- Disposition des armatures tendus S.S.A
- Figure VI-4: Disposition des armatures tendus S.S.A
- Figure VI-5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.
- Figure VI-6 : la disposition des voiles

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

- Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée
- Figure VII -2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.
- Figure VII.3 : Diagramme des contraintes du sol.
- Figure VII.4: Entre axe du panneau le plus sollicité.
- Figure VII.5 : Schéma statique du débord
- Figure VII.6: Présentation de chargement simplifié
- Figure VII.7 : Répartition triangulaire
- Figure VII.8: Repartition trapézoïdale.
- Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens x-x).

Liste des figures

- Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).
- Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).
- Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens x-x).
- Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).
- Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).
- Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).
- Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens y-y)..
- Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens y-y)
- Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y)
- Figure VII.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens y-y).
- Figure VII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens y-y).

Chapitre VIII: Etude de mur plaque

- Tableau VIII-1 : Schéma statique du mur plaque
- Tableau VIII.2: Diagramme des Contraintes à l ELU
- Tableau VIII.3 : Diagramme des Contraintes a l ELS

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I-1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : vérification aux exigences du RPA .

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

Tableau II-4: charge permanente de Plancher étage courant

Tableau II-5 : charge permanente de Murs extérieurs

Tableau II-6 : charge Permanente de Murs intérieurs

Tableau II-7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

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

Tableau II-9: Récapitulatif de la descente de charges

Tableau II-10: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Tableau II-11 : Vérification de flambement des poteaux

Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III-1 : Les charges revenant au plancher .

Tableau III-2 : Les combinaisons de charge

Tableau III-3 : Détermination du poids propre du la volée.

Tableau III-4. : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III-5 : Calcul des sollicitations

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des efforts a(l'ELU)

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des efforts a a (l'ELS)

Tableau III-8 : Détermination du poids propre du palier.

Tableau III-9 : Détermination du poids propre du paillasse

Tableau III-10 : Calcul des sollicitations

Tableau III-11 : Tableau récapitulatif des efforts a(l'ELU)

Tableau III-12 : Tableau récapitulatif des efforts a (l'ELS)

. Tableau III-13 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

Tableau III-14 : Charge permanentes de la dalle

Tableau III-15 : Tableau récapitulatif des efforts a(l'ELU)

Tableau III-16. : Tableau récapitulatif des efforts a a (l'ELS)

Chapitre IV: Etude de contreventement

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des Poteaux dans le sens longitudinal

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

Tableau IV.7 : Inerties des voiles dans le sens longitudinal

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Liste des tableaux

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Tableau IV.12 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).

Tableau IV.13 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).

Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal

Tableau IV.15 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

Chapitre V: Modélisation et vérification de RPA

Tableau V.1: Récapitulatif des valeurs de A

Tableau V.2: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y

Tableau : V.3: Vérification de l'effet P-Delta.

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.1 : les sections des armatures longitudinales.

Tableau VI.2: Les efforts internes dans les poteaux

Tableau VI.3: Calcul des armatures pour les poteaux

Tableaux VI-4 : Vérification de la section des armatures transversales

Tableaux VI-5 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau VI.6: vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI-7 : Ferrailage finale des poteaux..

Tableau VI-8 : ferrailage des poutres principales

Tableaux VI-9 : ferrailage des poutres secondaires

Tableau VI.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres

Tableau VI.11 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

Tableau VI.12 : Tableau des efforts normaux

Tableau VI-13 : Ferrailage de Voile transversal(VT1)

Tableau VI-14 : Ferrailage de Voile transversal(VT2)

Tableau VI.15 : Ferrailage de Voile transversal(VT3)

Tableau VI.16 : Ferrailage de Voile longitudinal VL1 .

Tableau VI-17 : Ferrailage de Voile longitudinal VL2.

Tableau VI-18: Ferrailage de Voile longitudinal VL3 .

Tableau VI .19 :Ferrailage de Voile longitudinal VL4 .

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

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

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

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

Tableau VII.4 : vérification des contraintes

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif de ferrailage

Tableau VII.6 : vérification de la section minimale

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage

Liste des tableaux

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VIII: Etude de mur plaque

Tableau VIII-1 : ferrailage du mur plaque

Tableau VIII.2: vérification des contraintes à ELS.

Sommaire

INTRODUCTION Générale

<u>Chapitre I</u> : Présentation de l'ouvrage	01
<u>Chapitre II</u> : Pré- dimensionnement des éléments	11
<u>Chapitre III</u> : Calculs des éléments :	
III.1. Planchers	28
III.2. Escalier	53
III.3. Acrotère	79
III.4. Salle machine	85
III.5 Balcon	96
III.6. Poutre palière	103
III.6. Poutre chainage	115
<u>Chapitre IV</u> : Etude de contreventement	124
<u>Chapitre V</u> : Modélisation et vérifications selon les exigences de RPA	141
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments structuraux :	
VI.1. Poteaux	154
VI.2. Poutres	168
VI.3. Voiles	178
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure	195
<u>Chapitre VIII</u> : Mur Plaque	231

CONCLUSION Générale.

BIBLIOGRAPHIE

Introduction Générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques et calculs concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et du réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assure la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique algérien **RPA** (version 2003) et le règlement du béton aux états limites **BAEL 91 modifiée 99**.

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

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente, on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (Entre Sol+R+9) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte (voile et portiques).

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

I.1. Présentation de projet :

Le projet présenté dans le mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (E.S+RDC+9etage) à usage mixte : habitation et commerciale. Le bâtiment est implanté à Tizi-Ouzou. Le site est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa)

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :**Caractéristique géométrique**

L'ouvrage est un bâtiment
(E.S+RDC+9)

- Un entre-sol usage commerciale.
- Un RDC usage commerciale.
- 9 étages courants habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I.3.Dimension en élévation :

- hauteur de Entre-sol :4.08 m
- hauteur de RDC : 3.06 m -hauteur des étages courants : 3.06 m
- hauteur de l'acrotère : 0.60 m
- hauteur de la salle machine $H_{SM}= 2.5$ m
- hauteur totale (sans acrotère et la salle machine) : 34.68 m
- longueur totale : 21.40 m
- largeur totale : 14.4 m

I.4.Donnée du site :

- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage 2
- site meuble « S_3 »
- contrainte admissible du sol " $\sigma_{sol}=2bars$ "

I.5. Eléments de l'ouvrage :**❖ Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversales est longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage

❖ Les planchers :

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher en dalle pleine** : ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux. Dans les balcons !

❖ Maçonnerie :

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure,

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'aire de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

❖ Les Revêtements :

- Horizontal :
 - Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Vertical :
 - Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
 - Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades

❖ Les escaliers :

Elément constitué d'une suite régulière de marches, permettent de se déplacer d'un étage à un autre.

❖ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé sur place elle est réalisée pour faciliter le déplacement d'un niveau à un autre.

❖ Les balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en et en dalle plain

❖ L'acrotère :

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

❖ Les Fondations :

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

❖ Terrasse inaccessible :

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

❖ Les voiles :

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

❖ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux • Sécurité de la main d'œuvre

Réglementation
L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles BAEL 91 [modifié en 99], conformément au règlement parasismique algérien RPA 99 [modifié en 2003] et le DTR (BC22) (charges et surcharges d'exploitation)

I.6. Caractéristique des matériaux utilisés :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

I.6.1 le Béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats, Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Sa masse volumique est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. De plus le béton a un comportement fragile.

❖ Composition du béton :

Pour sa mise en oeuvre, 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/m³ de ciment. Sa Composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- Ciment : 350 kg de CPA 325.
- Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage

❖ Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression :** Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées 16/32. Elle est notée f_{c28} .

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL91modifiées99).

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$F_{cj} = \frac{j F_{c28}}{1,4 + 0,95j} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

- **Résistance à la traction** : La résistance à la traction du béton à l'âge (j) jours

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06 F_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Notre béton est caractérisé par : $F_{t\ 28} = 2,1$ Mpa.

❖ Contraintes limites :

Etats limites :

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

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

- **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ en MPA}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$$\gamma_b = 1,15 \text{ si la situation est accidentelle.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ si la situation est courante.}$$

θ : Coefficient d'application

$$\theta = 1, \text{ lorsque } j > 24 \text{ heures ;}$$

$$\theta = 0,9, \text{ lorsque } 1 < j < 24 \text{ heures ;}$$

$$\theta = 0,85, \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure}$$

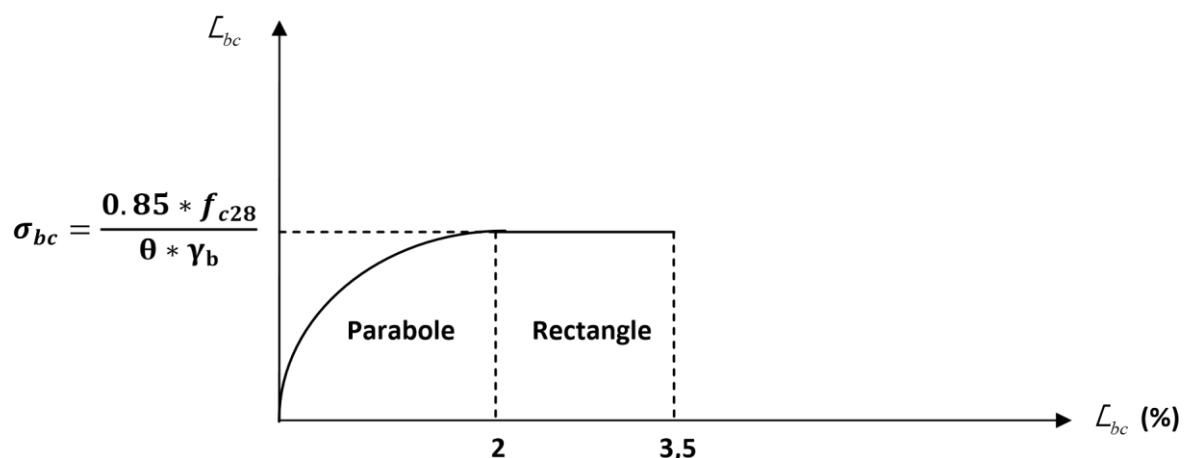


Fig. I.1: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression ;

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke.

- **État limite de service (ELS)**

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

On distingue :

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

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj} \quad \text{D'où} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

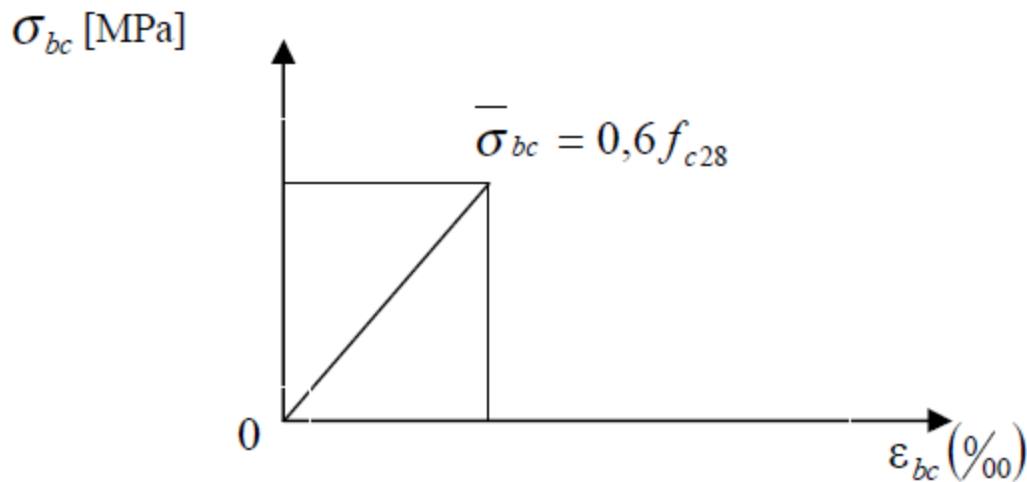


Figure I.2 : Diagramme des contraintes- déformations du béton (ELS)

Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99) La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section ; b_0 : Largeur de l'âme ; $d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

❖ Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et de la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte. On distingue deux types de module :

- **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$.

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

- **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

- **Module d'élasticité transversale :**

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié 99) :**

C'est le rapport des déformations relative transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

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

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I.6.2 Acier :

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 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

- **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau . I.1: Caractéristiques des aciers

- **Module d'élasticité : (art A 2.2.1 BAEL91)**

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

- **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

❖ **Les contraintes dans les aciers :**

- **à ELU :** La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par : **(art A 4.3.2 BAEL91)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

- **à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

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

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

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

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

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

❖ Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

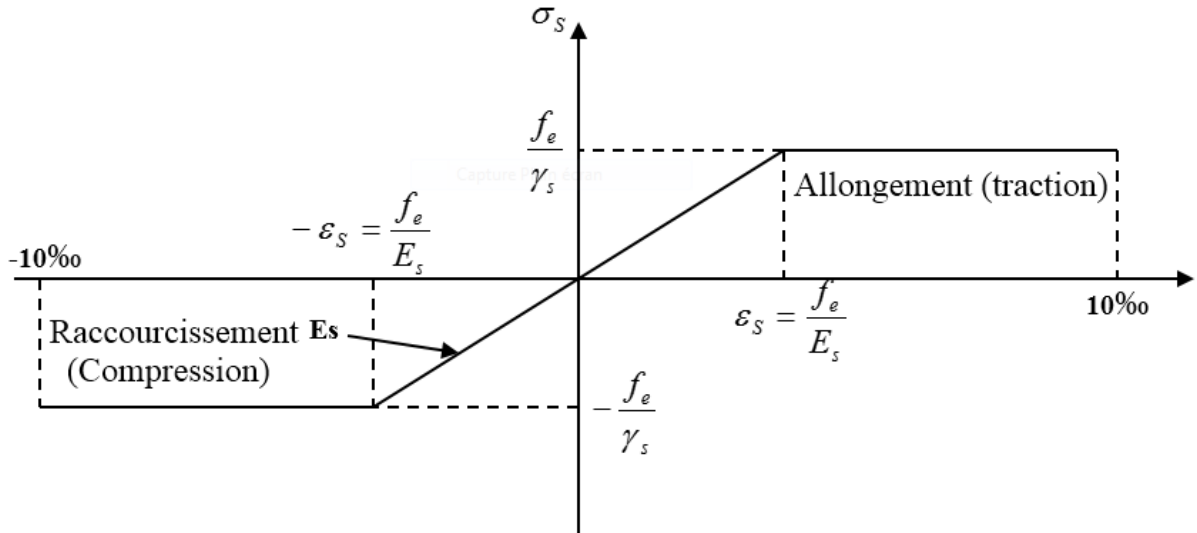


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

C. Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique) .
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

II.1 INTRODUCTION :

Après avoir terminé le chapitre I (**Présentation de l'ouvrage**), nous passons au pré dimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du (BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003), pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Les planchers :

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

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

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

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

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

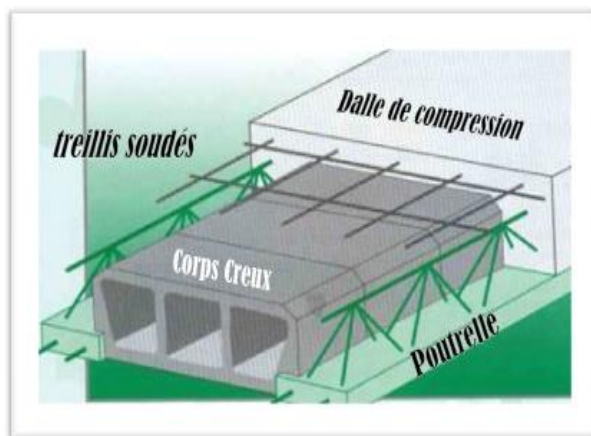


Figure. II-1 : Plancher en corps creux.

- **Pré dimensionnement du plancher :**

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

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

Avec :

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

Remarque :

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L = 300 - 25 = 275$ cm

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{275}{22.5} = 12.22$$

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

II.2.1.2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

II.2.2.1 Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$

- ✓ L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.
- ✓ $L_0 = 1.20$ m
- ✓ $e \geq 1.20/10 = 0.12m = 12$ cm \Rightarrow en prend $e = 15$ cm

II.2.2.2 Résistance au feu :

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

- $e_p = 11$ cm Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7$ cm Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II.2.2.3 Isolation acoustique :

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

$$\begin{array}{ll} L = 13,3 \log (10M) & \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L = 15 \log (M) + 9 & \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

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

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

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max(11, 14, 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

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

Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes (**Art A.4.14 BAEL 91**)

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

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

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

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

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

II.3.1 Poutres principales (PP) :

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=444 \text{ cm}$).

$$L = 444 - 25 = 419 \text{ cm}.$$

$27.93 \leq h_t \leq 41.9 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 40 \text{ cm}$.

$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité $b = 30 \text{ cm}$.

II.3.2 Poutres secondaires(PS) :

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 300 - 25 = 275 \text{ cm}$$

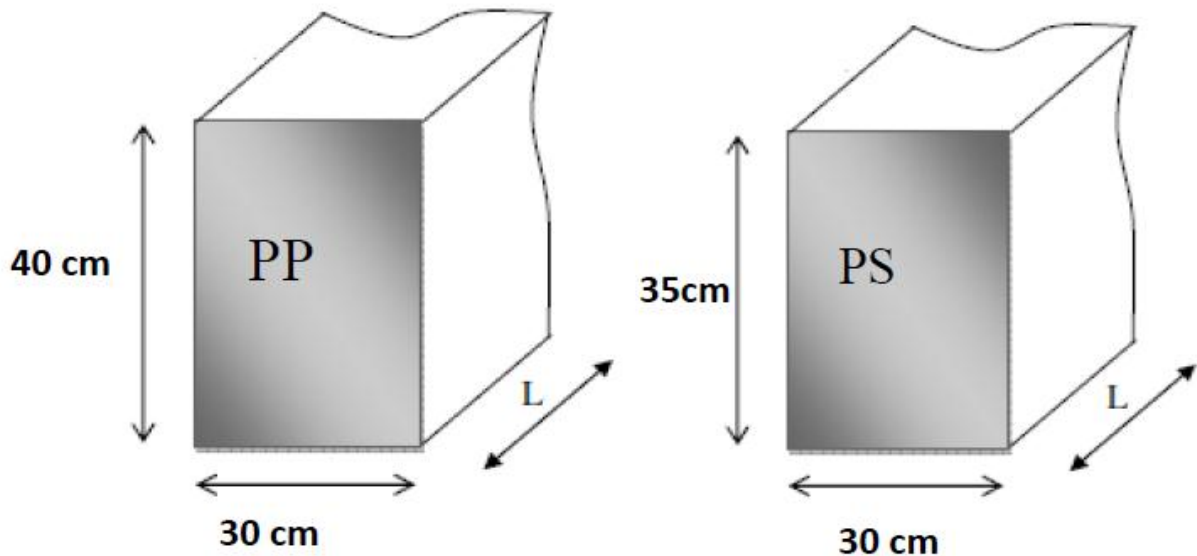
$18.33 \leq h_t \leq 27.5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 35 \text{ cm}$.

$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow$ Nous prendrons : $b = 30 \text{ cm}$.

Conclusion :

Les poutres principale : (30x40) cm

Les poutres secondaires : (30x35) cm



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

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

II.4 Pré Dimensionnement Des Voiles :

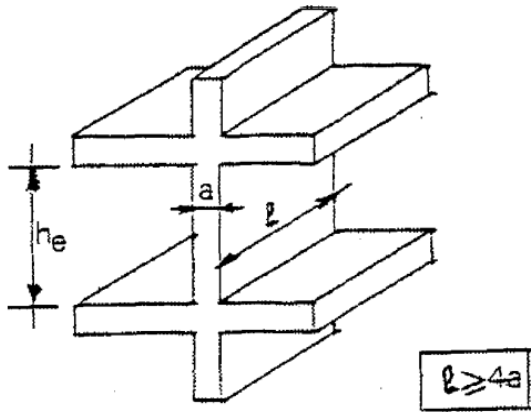
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003**) qui définit ces éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

Avec : a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.



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

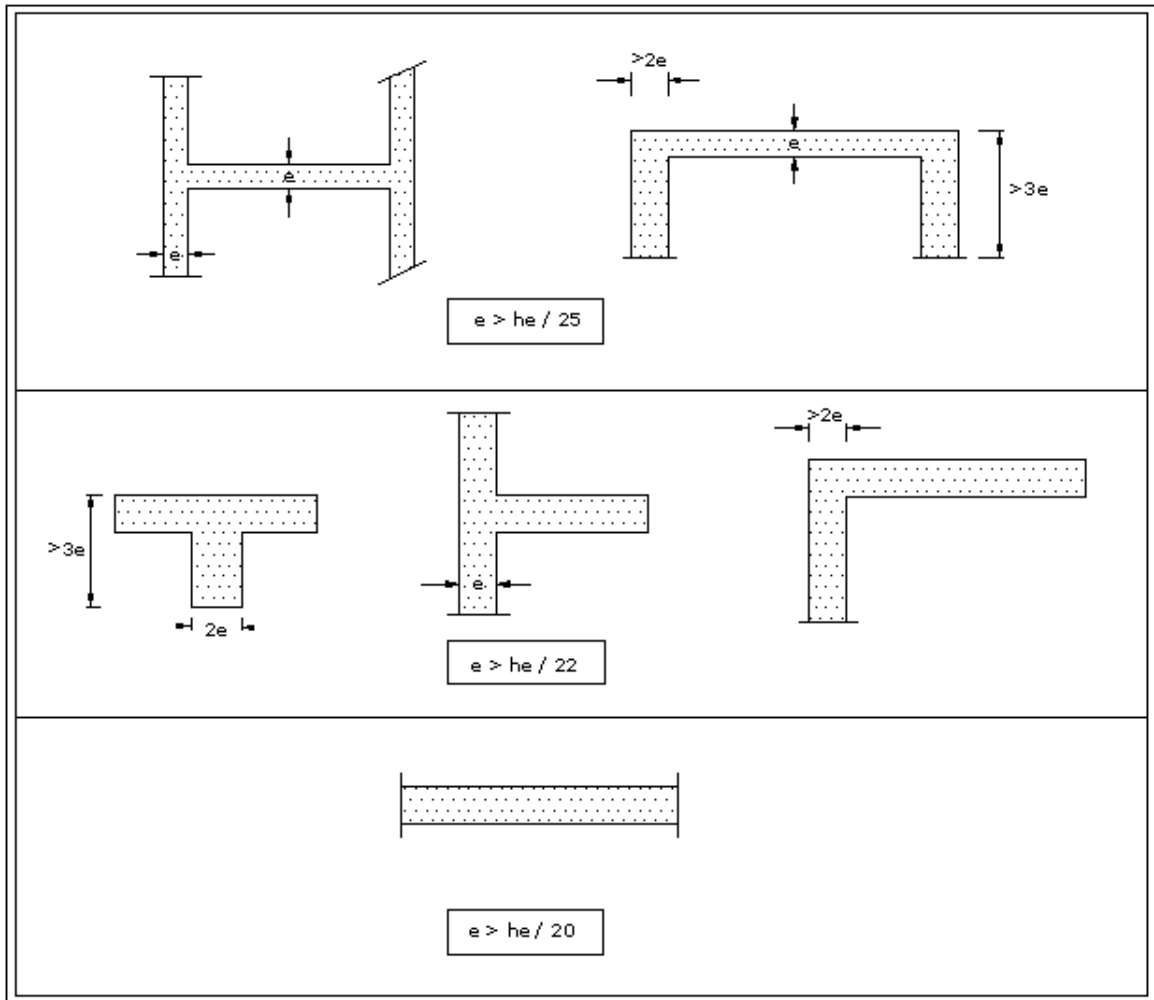


Figure II.3. « Coupe de voile en plan »

- Au niveau du Entre-sol:

$$\begin{aligned} h_e &= 408-40=368 \text{ cm} \\ a &\geq 368/20 = 18.4 \text{ cm} \quad \rightarrow a= 20 \text{ cm} \\ L &\geq 4 a= 80 \text{ cm.} \end{aligned}$$

- Rez-de-chaussée et étages courants :

$$\begin{aligned} h_e &= 306-40 = 266 \\ a &\geq 266/20 = 13.3 \quad \rightarrow a= 20 \text{ cm} \\ L &\geq 4 a = 80 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Remarque : Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de pallier aux problèmes de coffrage

II.5 Pré Dimensionnement Des Poteaux :

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

- $\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

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

D'après :

$$S \geq \frac{N_s}{0.6 f_c 28}$$

Avec: $N_s = G+Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (**RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1**) qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

✓ **Surface d'influence :**

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E3) sera déterminée comme suit :

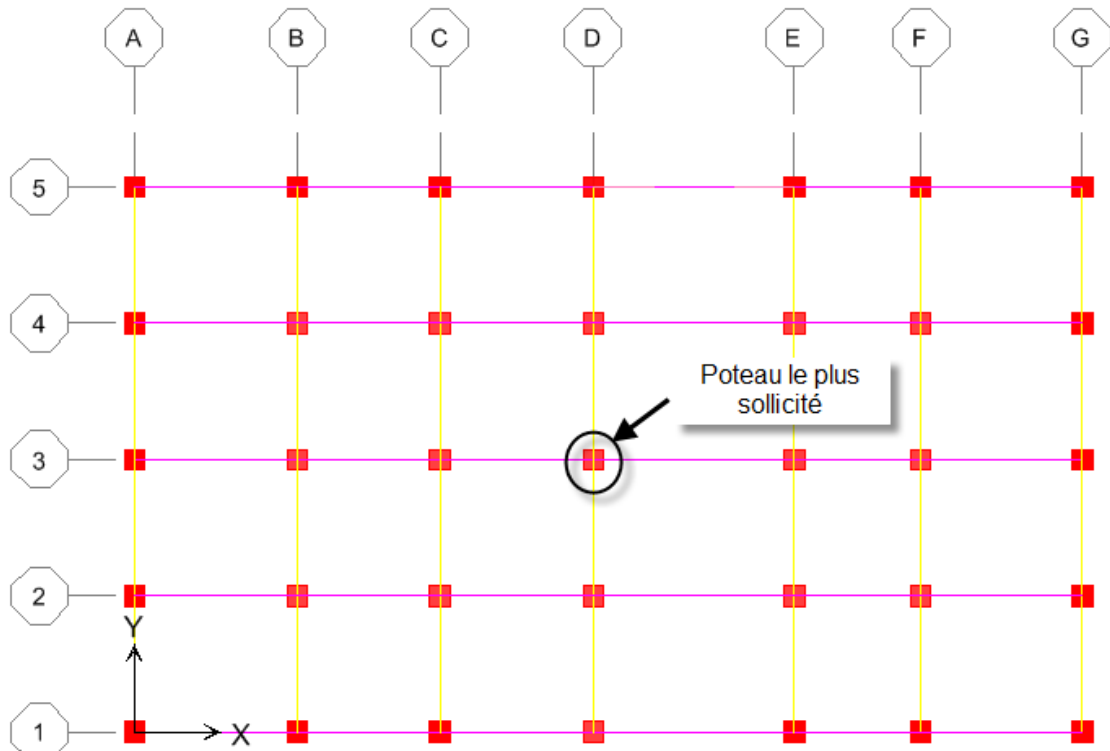


Figure II.4 : Position de poteau le plus sollicité

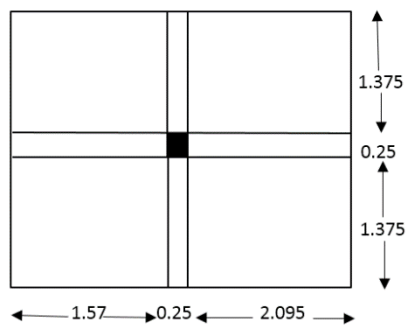


Figure II-5: Surface revenante au poteau E3

$$S1 = 1.375 \times 1.57 = 2.158 \text{m}^2$$

$$S2 = 1.375 \times 2.095 = 2.88 \text{m}^2$$

$$S3 = 1.375 \times 1.57 = 2.158 \text{m}^2$$

$$S4 = 1.375 \times 2.095 = 2.88 \text{m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 10.076 \text{m}^2$$

II.6 Détermination des charges et surcharges :

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

II.6.1 Charges permanentes « G » :

1. Plancher terrasse (Inaccessible)

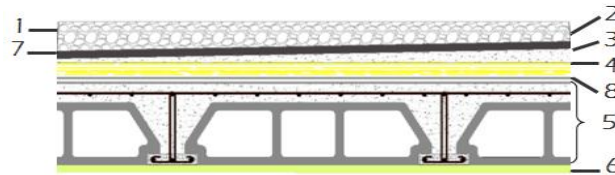


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3. Forme de pente 1%	0.07	22	1.54
4. Isolation thermique	0.04	04	0.16
5. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7. Feuille polyane	-	-	0.01
$\sum G_i = G_{\text{terrasse}} =$			5.68 kN/m²

Tableau II-2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

2) Plancher d'étage courant :

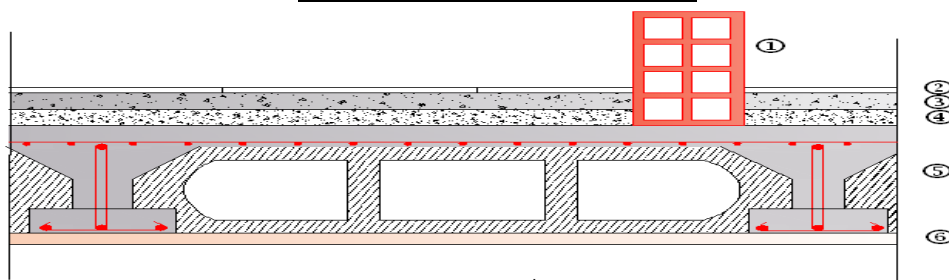


Figure II-7- : Coupe verticale du plancher courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/ m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.40
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Couche de sable	0,03	18	0.54
4	Plancher en corps creux)	0.20	14	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Coloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
G_{tot} = 5.24 (kN/ m²)				

Tableau II-3 : Caractéristiques des éléments du plancher de l'étage courant.

2. planche dalle pleine :

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

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.03	20	0.60
3. Lit de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.2	20	0.40
G_{tot} =			5.51 kN/ m²

Tableau II-4 : Caractéristiques des éléments du plancher en dalle pleine

3) Maçonnerie :

▪ Mur extérieur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	20	0.40
2+	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (8trous)	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.40 (kN/m^2)$				

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs

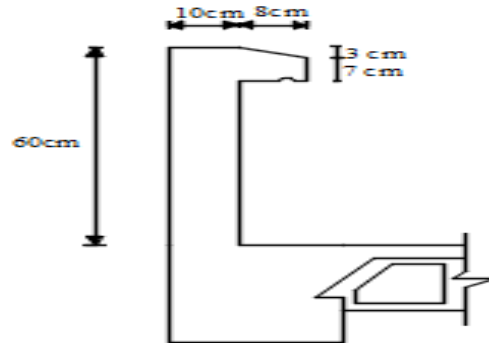
▪ Mur intérieur :

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
2	Brique creuse	0.10	9	0.9	
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
			$G_{tot} = 1.3 kN/m^2$		

Tableau II-6 : Charges permanentes des murs intérieurs.

4) Acrotère:

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



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

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.08}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0668$$

$$G = 1.67 \text{ kN/ml}$$

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

II.6.2.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Elément :	Surcharge (Q) [kN/m ²] :
- Acrotère	1.00
- Plancher terrasse inaccessible	1.00
- Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
- Plancher à usage commercial	3.5
- Balcon	3.50
- Escalier	2.50

Tableau II-7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

➤ **Les charges d'exploitation :**

-Plancher du Entre-sol : $\rightarrow Q_{SS} = 3.5 \times 10.076 = 35.266 \text{ kN}$

-plancher étage courant et RDC: $\rightarrow Q_{rdc} = Q_1 = \dots\dots Q_8 = 1.50 \times 10.076 = 15.114 \text{ kN}$.

-Plancher terrasse : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 10.076 = 10.076 \text{ kN}$

II.6.2.2 Poids propre des éléments :✓ **Poids du plancher: $P = G \times S$**

-Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 10.076 = 57.231 \text{ kN}$$

-Plancher étage courant :

$$P = 5.24 \times 10.076 = 52.798 \text{ kN}$$

✓ **Poids des poutres : $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$**

Avec :

L : longueur de la poutre

 ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)-Poutres principales (30x40) :

$$P_{PP} = (0.3 \times 0.4 \times 25) \times (4.44 - 0.25) = 12.57 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires (30x35) :

$$P_{PS} = (0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3 - 0.25) = 7.218 \text{ KN}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 19.788 \text{ KN}$ ✓ **Poids des poteaux : $P_{\text{pot}} = (S \times \rho \times h_e)$** Avec :S : section des poteaux en zone $\Pi_a \geq 25\text{cm}$ (RPA99/VERSION 2003) ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)- Poteau du Entre-sol :

$$G_{PSS} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

-poteau de RDC :

$$G_{PRDC} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

- Poteau de l'étage courant :

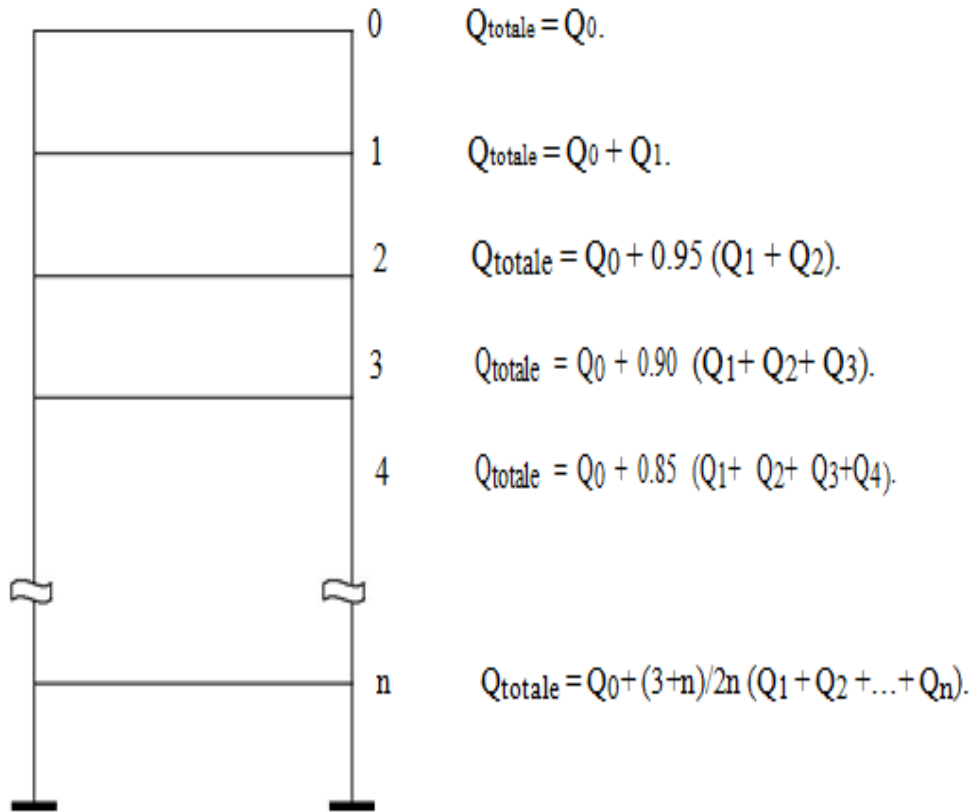
$$G_{PETG} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

II-6-3 Loi de dégression des surcharges :

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

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

Charges d'exploitation cumulées :



$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	entre-sol
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.650

Tableau II-8 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

II-6-3-1 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des

- ✓ terrasse = $Q_0=10.076$ KN
- ✓ Niv 9 = $Q_0+Q_1 = 10.076+15.114=25.19$ KN
- ✓ Niv8 = $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=10.076+0.95(15.114 \times 2)= 38.792$ KN
- ✓ Niv 7 = $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=10.076 +0.90(15.114 \times 3)=50.883$ KN

- ✓ Niv 6 = $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.076 + 0.85(14.114 \times 4) = 61.463 \text{ KN}$
- ✓ Niv 5 = $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10.076 + 0.80(15.114 \times 5) = 70.532 \text{ KN}$
- ✓ Niv 4 = $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10.076 + 0.75(15.114 \times 6) = 78.098 \text{ KN}$
- ✓ Niv 3 = $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 10.076 + 0.714(15.114 \times 7) = 85.615 \text{ KN}$
- ✓ Niv 2 = $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 10.076 + 0.688 (15.114 \times 8) = 93.263 \text{ KN}$
- ✓ Niv 1 = $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 10.076 + 0.677 (15.114 \times 9) = 102.135 \text{ KN}$
- ✓ Niv rdc = $Q_0 + 0.677 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 10.076 + 0.65(15.114 \times 10) = 108.317 \text{ KN}$
- ✓ Niv es = $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 10.076 + 0.636 (15.114 \times 10 + 35.266) = 128.63 \text{ KN}$

Niveau	Poids planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	Gtot	G Cumulée	Q Cumulée	N _s = G _c +Q _c	S ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Sections adoptées
Terrasse	57.231	0	19.788	77.019	77.019	10.076	87.095	58.063	/
9 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	154.386	25.19	179.576	119.717	35x35
8 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	231.753	38.792	270.545	180.36	35x35
7 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	309.12	50.883	360.008	240.005	35x35
6 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	386.487	61.463	447.95	298.633	40x40
5 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	463.854	70.532	534.389	356.259	40x40
4 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	541.221	78.098	619.319	412.879	40x40
3 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	618.588	85.615	704.203	469.468	40x40
2 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	695.955	93.263	789.218	526.145	45x45
1 ^{ème}	52.798	4.781	19.788	77.367	773.322	102.135	875.457	583.638	45x45
Rdc	52.798	4.781	19.788	77.367	850.689	108.317	959.006	639.337	45x45
Entre-S	52.798	6.375	19.788	79.374	930.063	128.63	1058.693	705.795	45x45

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges

II-6-3-2 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

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

Conditions exigés par le RPA :	Poteaux :	Valeur calculée :	Vérification :
$\min (b,h) \geq 30$ $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	E-S RDC Etage 1 et 2 (45x45)	$\min (b,h) = 40 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4$ $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 3,4,5,6 (40x40)	$\min (b,h) = 35 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etages 7,8,9 (35x35)	$\min (b,h) = 30 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

II.7. Vérification 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.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

- . λ : Élancement du poteau.
- . l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**). [14]
- . l_0 : Longueur libre du poteau.
- . i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).
- . I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).
- . S : Section transversale du poteau ($S = b \cdot h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}} \sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	$L_f = 0,7 L_0$ (m)	λ	Vérification
9 8 7	35x35	3.06	1.862	21.20	Ok
3 4 5 6	40x40	3.06	1.862	18.551	Ok
RDC ,1 et 2	45X45	3.06	1.862	16.483	Ok
Entre- soul	45x45	4.08	2.576	21.986	Ok

Tableau II-11 vérification de flambement des poteaux

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifié, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

Vérification de l'effort normal a la base :

On doit vérifier que $v = \frac{N_s}{S_x F_{c28}} \leq 0.3$

$$\frac{1058.693 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0.209 \leq 0.3$$

CONCLUSION :

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

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 20\text{cm}$
Voiles	Entre-sol, RDC, étages courants	$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	Entre sol, RDC , 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étages	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	7 ^{ème} et 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Tableau II-12 : Récapitulatif des résultats

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

III.1. PLANCHERS

III.1.1 INTRODUCTION :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm.

La dalle de compression est coulée sur place. Avec une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé de nuances (TS520) ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le **BAEL91 modifiée 99Art.6.8.4.23**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, Il est armé d'un quadrillage de barres

Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux, reposant sur des Poutrelles préfabriquées, distance de 65cm (entre axes) et une dalle de compression.

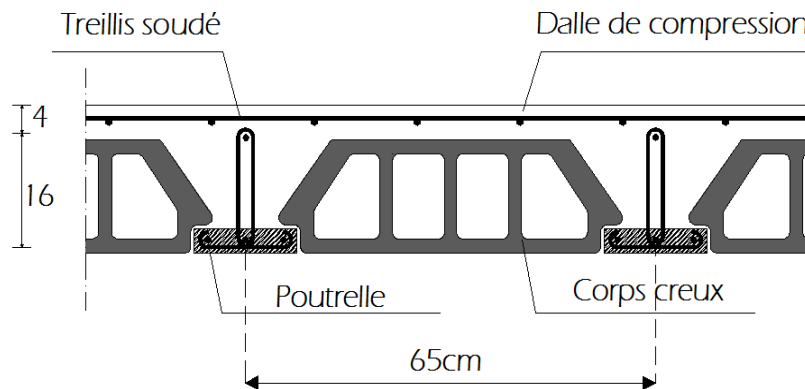


Figure III.1 : Coupe transversal du plancher

III.1.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes,

Données par le **B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423) :**

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm ($50\text{cm} < L < 80\text{cm}$) Donc :

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

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

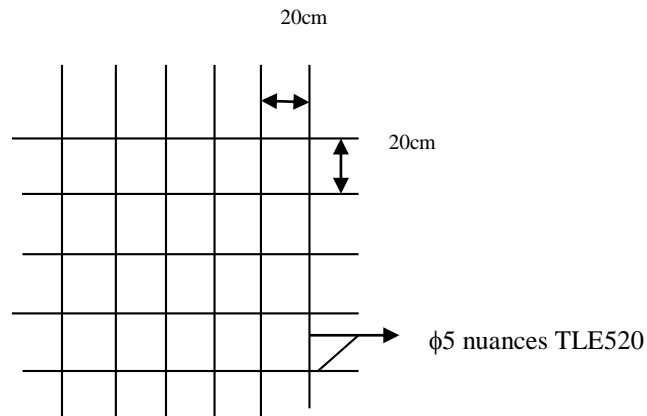


Figure : III.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III. 1.3 Etude des poutrelles :

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

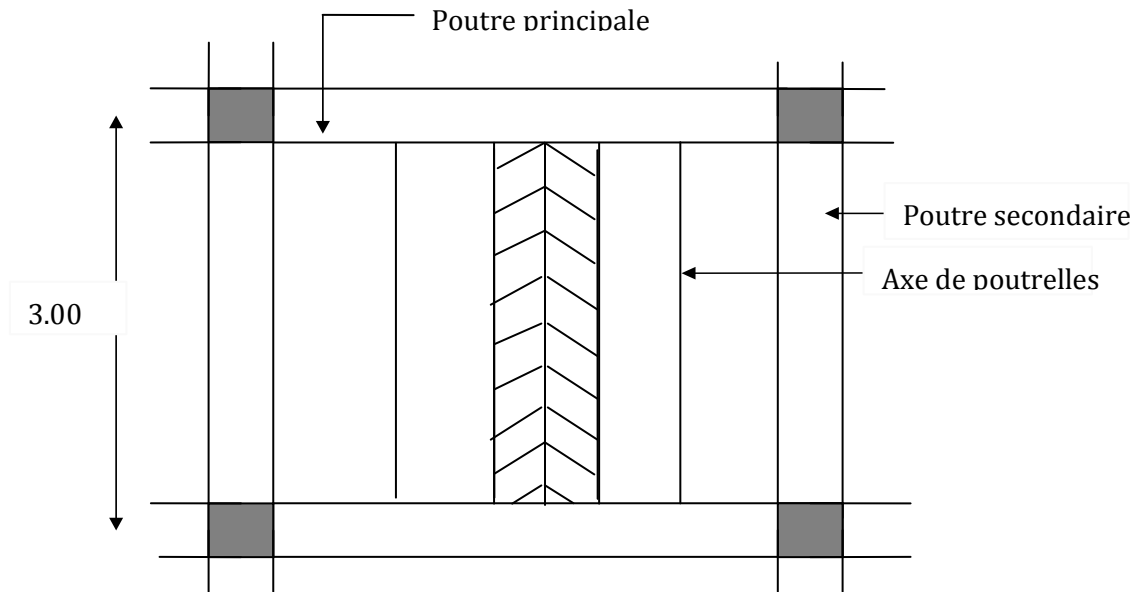


Figure III.3 : la disposition des poutrelles

- **Dimensionnement des poutrelles :**

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

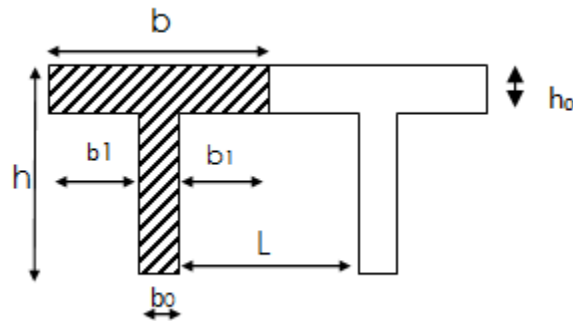


Figure III.4 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

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

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

b_1 : est le débord

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

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

III.1.3.1.1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'ouvrier.

a)- Chargement :

Poids propre de la poutrelle :	$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$;
Poids du corps creux :	$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$;
Surcharge due à l'ouvrier :	$Q = 1.00 \text{ kN/ml}$.
Charge permanente :	$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ kN/ml}$
Charge d'exploitation :	$Q = 1 \text{ kN/ml}$

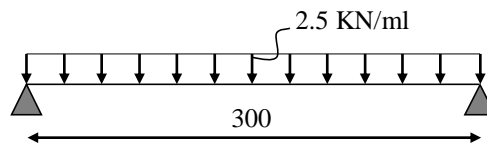
b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

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

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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



Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 3^2}{8} = 2.812 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_U = 2.812 \text{ kN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant sur appuis

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3}{2} = 3.75 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T = 3.75 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

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

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

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

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

$$\mu_u = \frac{6,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 9.0375 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

Les armatures de compression sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression. Ces étais sont général distants de (0.80 à 1.20) m .

III.1.3.2.2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

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

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

Nous avons 1 cas à étudier :

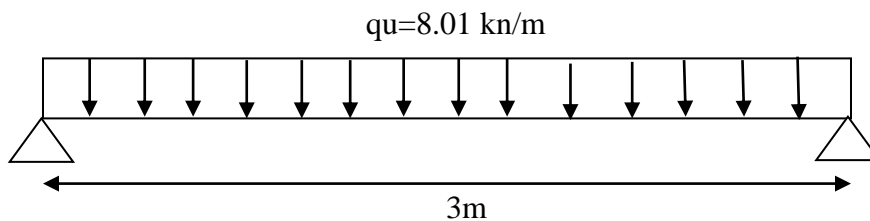


Figure III.5. : les des poutrelle a étudier

a)- Chargement :

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

Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre de plancher : $G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ kN/ml}$

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

Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.96 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 4.342 \text{ kN/ml}$

Plancher étage courant:

Poids propre de plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

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

Les combinaisons des charges :

- l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.06 \text{ kN/ml}$
- l'ELS : $q_s = G + Q = 4.381 \text{ kN/ml}$

Plancher a usage commercial :

Poids propre de plancher : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.01 \text{ kN/ml}$
- l'ELS : $q_s = G + Q = 5.681 \text{ kN/ml}$

plancher	G kN/ml	Q kN/ml
Plancher terrasse	$5.68 \times 0.65 = 3.692$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant a usage habitation	$5.24 \times 0.65 = 3.406$	$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher a usage commercial	$5.24 \times 0.65 = 3.406$	$3.5 \times 0.65 = 2.275$

Tableau III-1 : Les charges revenant au plancher .

plancher	ELU(1.35G+1.5Q) kN/ml	ELS(G+Q) kN/ml
Plancher terrasse	5.960	4.342
Plancher étage courant a usage habitation	6.060	4.381
Plancher a usage commercial	8.01	5.681

Tableau III-2 : Les combinaisons de charge

b)- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; a l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

b.1 Méthode forfaitaire :

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q = 2.275 \text{ kN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.406 = 6.812 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.275 \leq \max \{ 6.812 ; 5 \} = 6.812 \text{ kN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow La condition est vérifiée.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} \\ \frac{3}{3} = 1 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion

Compte tenu de satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode Forfaitaire est applicable.

• **Application de la méthode.**

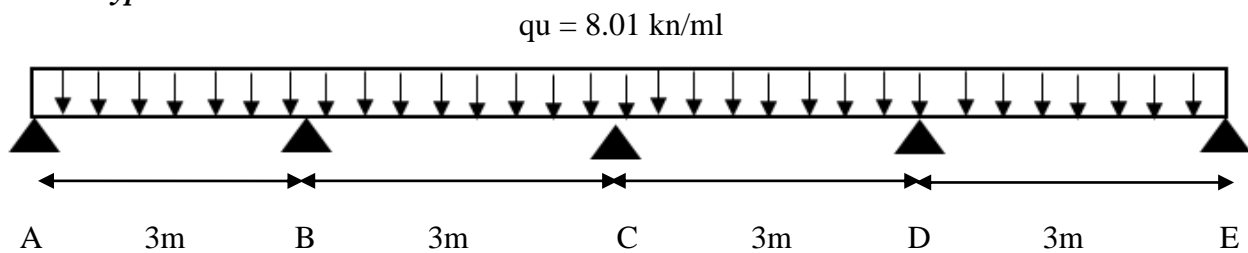
1ere type

Figure III.1.6: Schéma statique de la poutrelle

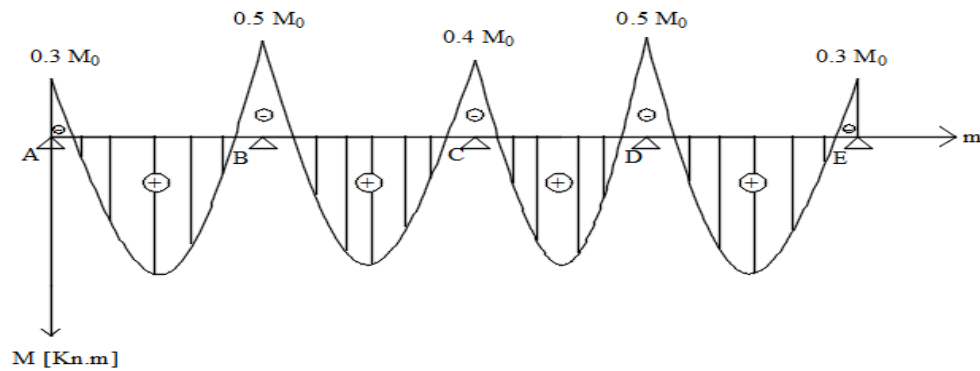


Figure III.7 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.01 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.275}{2.275 + 3.406} = 0.4 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.12 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.56 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{8.01 \times 3^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui} (kN.m)	2.703	4.505	3.604	4.505	2.703

a- Calcul des moments en travées

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

Avec :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \quad \text{Dans le cas d'une travée intaimédiaire}$$

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

• Travée A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2.703+4.505}{2} + 1.12 \times 9.01 = 6.487 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 9.01 = 5.946 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 6.487 \text{ kN.m}$ • Travée B-C :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{4.505+3.604}{2} + 1.12 \times 9.01 = 6.036 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.56 \times 9.01 = 5.045 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 6.036 \text{ kN.m}$ • Travée C-D :

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{3.604+4.505}{2} + 1.12 \times 9.01 = 6.036 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.56 \times 9.01 = 5.045 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tCD} = 6.036 \text{ kN.m}$ • Travée D-E :

$$\text{Travée DE : } \begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{4.505+2.703}{2} + 1.12 \times 9.01 = 6.487 \text{ kN.m} \\ M_{tDE} \geq 0.66 \times 9.01 = 5.946 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tDE} = 6.487 \text{ kN.m}$

Travée	AB	BC	CD	DE
$M_{travée}$ (kN.m)	6.487	6.036	6.036	6.487

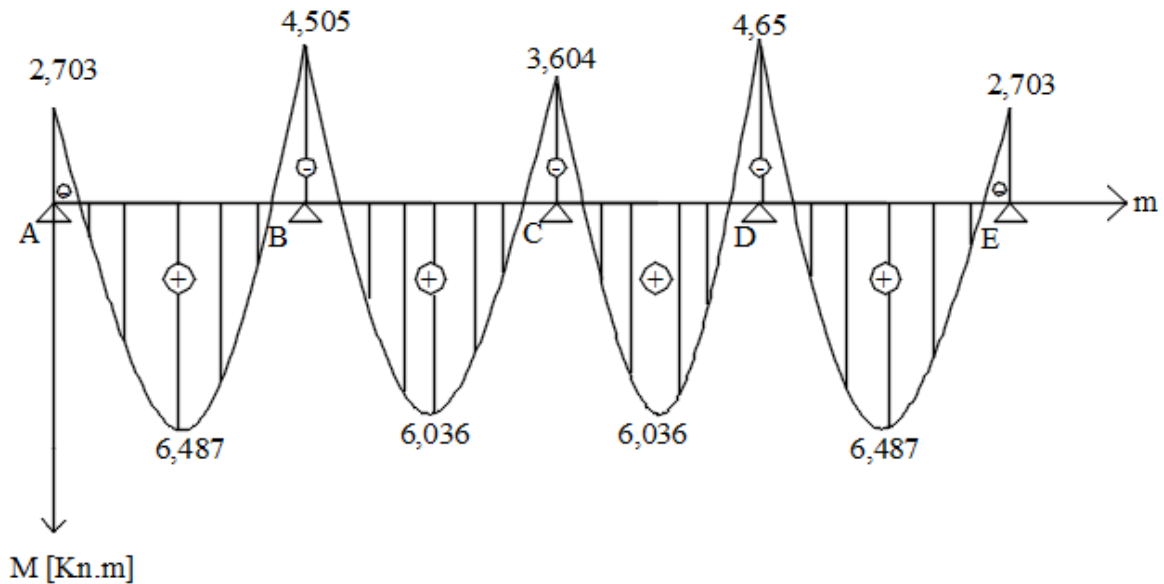


Figure III.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchant :

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

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3} = 12.615 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3} = -11.414 \text{ kN.}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{3.604 - 4.505}{3} = \mathbf{11.714 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{3.604 - 4.505}{3} = \mathbf{-12.315 \text{ kN.}}$$

- Travée de rive CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 3.604}{3} = \mathbf{12.315 \text{ kN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 3.604}{3} = \mathbf{-11.714 \text{ kN.}}$$

- Travée de rive DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{2.703 - 4.505}{3} = \mathbf{11.414 \text{ kN.}}$$

$$T_E = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{2.703 - 4.505}{3} = \mathbf{-12.615 \text{ kN.}}$$

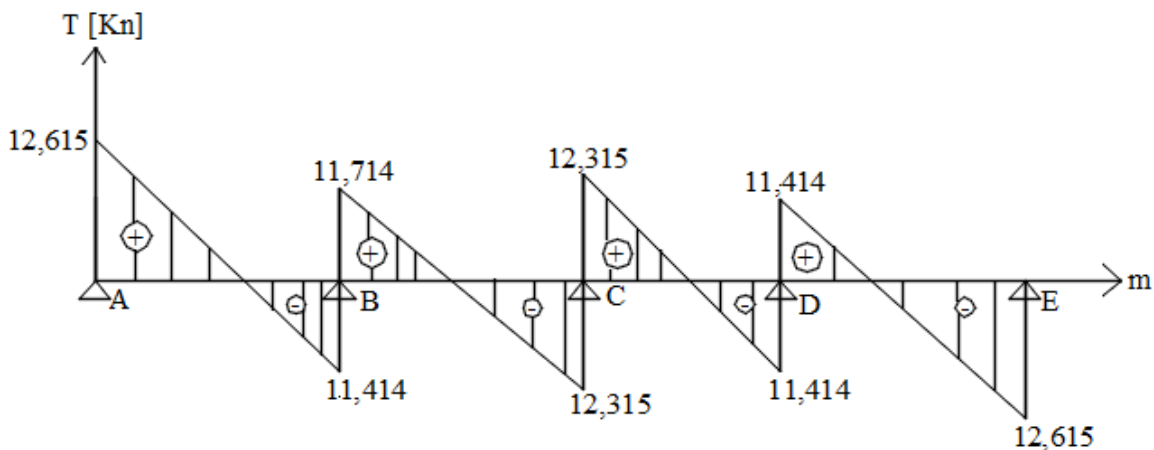


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants en KN

2eme type

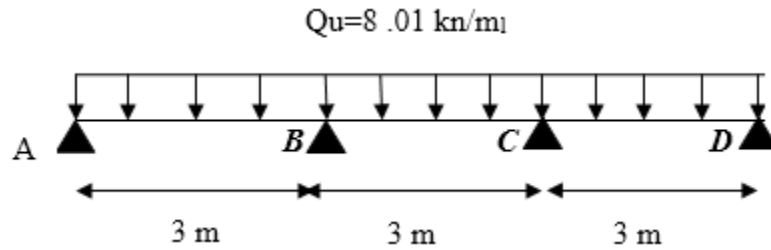


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle

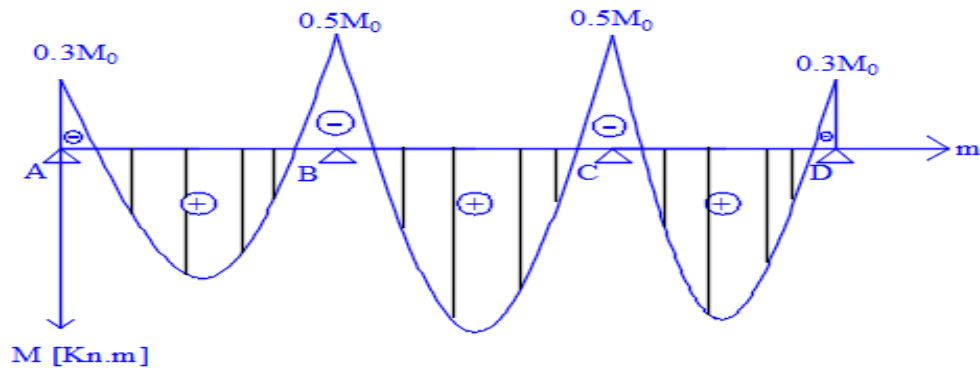


Figure III.11 : Diagramme des moments

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.01 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.275}{2.275 + 3.406} = 0.4 \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.12 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.66 \text{ (travée de rive)} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.56 \text{ (travée intermédiaire)} \end{cases}$$

Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{8.01 \times 3^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_{appui} = \beta M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.5	0.3
M_{appuis} (kN.m)	2.703	4.505	4.505	2.703

b- Calcul des moments en travées

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

Avec :

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

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

• Travée A-B :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{2.703+4.505}{2} + 1.12 \times 9.01 = 6.487 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 9.01 = 5.946 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tAB} = 6.487 \text{ kN.m}$

• Travée B-C :

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{4.505+4.505}{2} + 1.12 \times 9.01 = 10.10 \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.56 \times 9.01 = 5.045 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{tBC} = 10.10 \text{ kN.m}$

- Travée C-D :

$$\text{Travée CD : } \begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{4.505+2.703}{2} + 1.12 \times 9.01 = 9.19 \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.66 \times 9.01 = 5.191 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit: $M_{iCD} = 9.19 \text{ kN.m}$

Travée	AB	BC	CD
M_{travée} (kN.m)	6.487	10.10	9.19

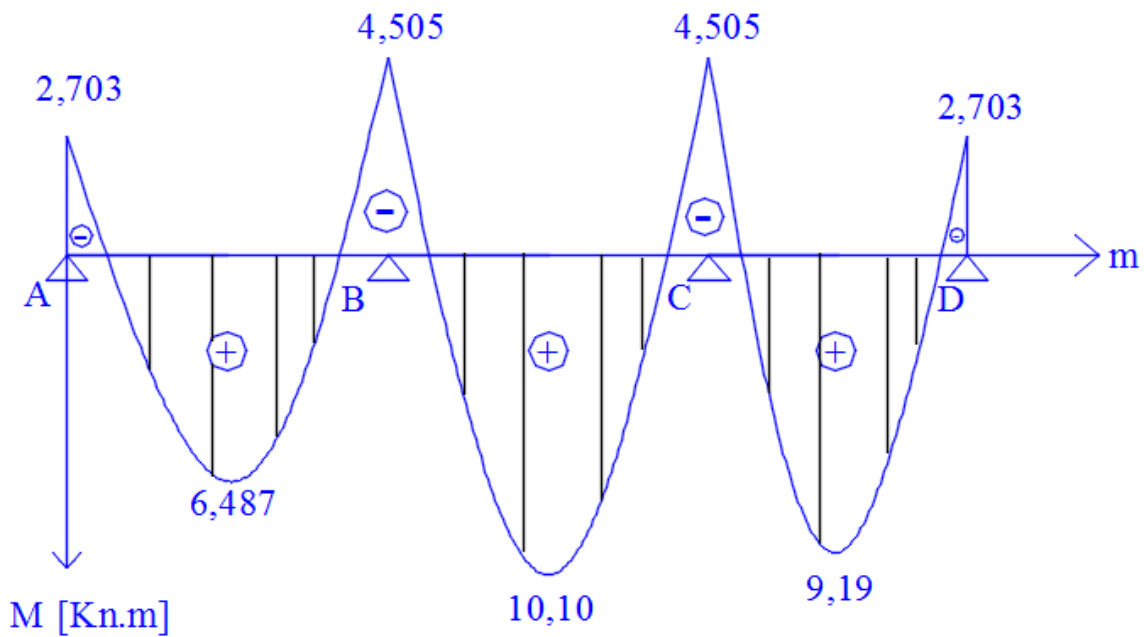


Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant a l'ELU en KN.m

Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui
 V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU

- Travée de rive AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3} = 12.615 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{4.505 - 2.703}{3} = -11.414 \text{ kN.}$$

- Travée de rive BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{3.505 - 4.505}{3} = 12.015 \text{ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{3.505 - 4.505}{3} = -12.015 \text{ kN.}$$

- Travée de rive CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{2.703 - 4.505}{3} = 11.414 \text{ kN.}$$

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -8.01 \times \frac{3}{2} + \frac{2.703 - 4.505}{3} = -12.615 \text{ kN.}$$

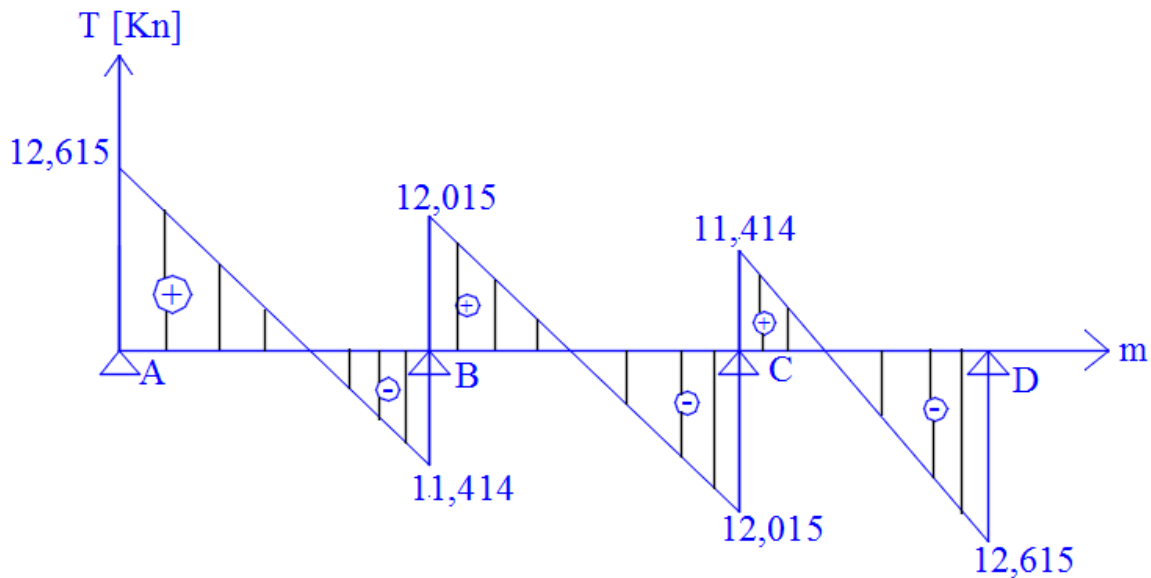


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants en KN

REMARQUE : Après avoir fait les calculs des 2 cas on a trouvé le cas le plus défavorable est celui du deuxième cas, On ignore le premier.

III.1.4. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

- **Armatures longitudinales :**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 10.10 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 4.505 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en *Té* dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

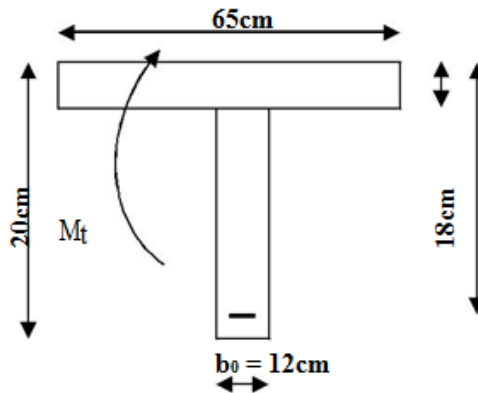


Figure III.14 : Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

- Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 10.10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

- Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.10 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_u = 0.034 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta = 0.983$$

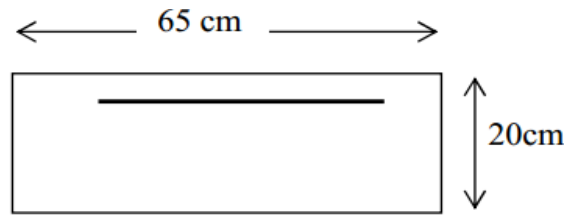


Figure III.15 : Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.10 \times 10^6}{0.983 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 164.02 \text{ mm}^2 = \mathbf{1.64 \text{ cm}^2}$$

✓ On opte une section d'armature : $A_{st} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme 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 $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.505 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.082$$

$$\mu_u = 0.082 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armé})$$

$$\mu_u = 0.082 \rightarrow \beta = 0.957$$

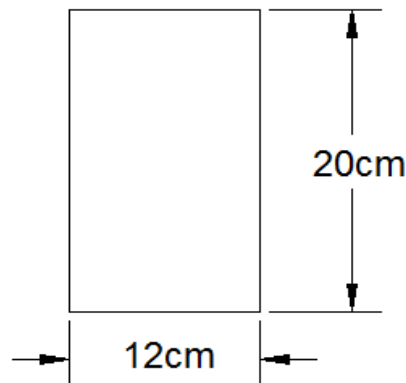


Figure III.16 : Coupe schématique de la poutrelle (appui)

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.505 \times 10^5}{0.957 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = \mathbf{0.75 \text{ cm}^2}$$

✓ On opte une section d'armature : $1HA12 \rightarrow A_{sa} = 1.13 \text{ cm}^2$.

✓

Armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

En travée : **3HA 10 = 2.36 cm².**

Aux appuis : **1HA 12 = 1.13 cm².**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01 cm².**

III.1.5. Vérifications à l'ELU :**III.1.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.13 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- En travée :

$A_{st}^{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.36 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III.1.5. 2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 12.615 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{12.615 \times 1000}{120 \times 180} = 0.584 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.1.5.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 12 = 37.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.615 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 37.68} = 2.066 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 2.066 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.615 \times 1000}{0,9 \times 180 \times 94.2} = 0.826 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,826 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.1.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 12,615 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{max} = 12,015 < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12,615 \cdot 10^3 - \frac{2,703 \times 10^6}{0,9 \times 18} \right) \frac{1,15}{400 \times 10} = -11,70 \text{ mm}^2$$

$$A \geq -0,117 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A = -0,117 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12,015 \cdot 10^3 - \frac{4,505 \times 10^6}{0,9 \times 1} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,454 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A = -0,454 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.1.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.1.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.01 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.681 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.681}{8.01} = 0.709$$

Moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_{tr}^{\max} = 10.1 \times 0.709 = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap}^{\max} = 4.505 \times 0.709 = 3.194 \text{ KN.m}$$

III.1.6.1 Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 1.092$; $\beta_1 = 0.856$; $K_1 = 19.72$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{7.16 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 196.90 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{196.90}{19.72} = 9.98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

Aux appuis :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99), nous vérifierons que dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523.$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho_1 = 0.523$; $\beta_1 = 0.8915$; $K_1 = 31.085$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{3.194 \times 10^6}{0.8915 \times 180 \times 1.13 \cdot 10^2} = 176.141 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{176.141}{31.085} = 5.666 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.666 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.1.6.3 Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{7.16}{15 \times 6.391} = 0,074 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,01 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ Calcul de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifier 99 :

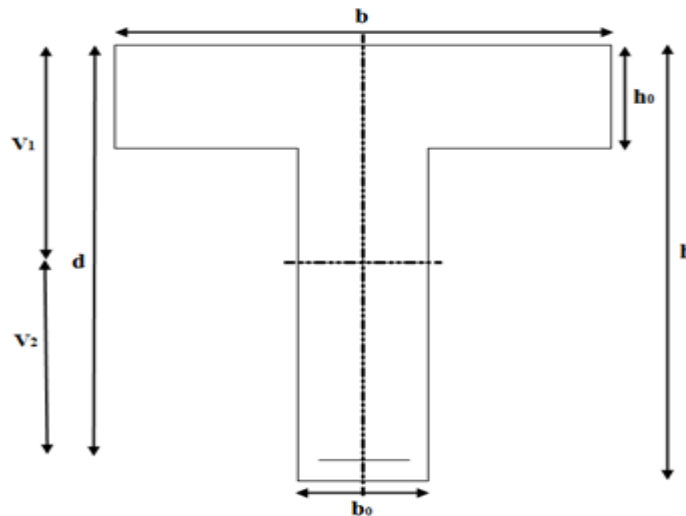


Figure III.17: Coupe schématique de la poutrelle

Il faut vérifier que : $f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm.}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$
 $E_v = 10818,865 \text{ MPa}$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

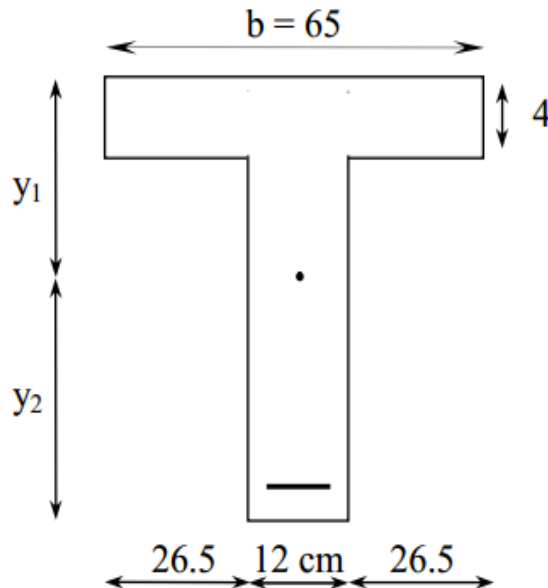
- Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18) = 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.9\text{cm}$$

✓ Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.1 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.010 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.895$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01} = 1.644$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 0.4 \times 0.895 \times 1.644} = 13861.866 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7,16.10^3 \times (300)^2}{10 \times 10818,86 \times 13861,866} = 0.42\text{cm} < 0.6 \text{ cm. La flèche est vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : **3HA 10 = 2.36cm²**.
 - Aux appuis : **1HA12 = 1.13cm²**.
- ❖ Les armatures transversales :
 - Etrier : **2HA8 = 1.01 cm²**

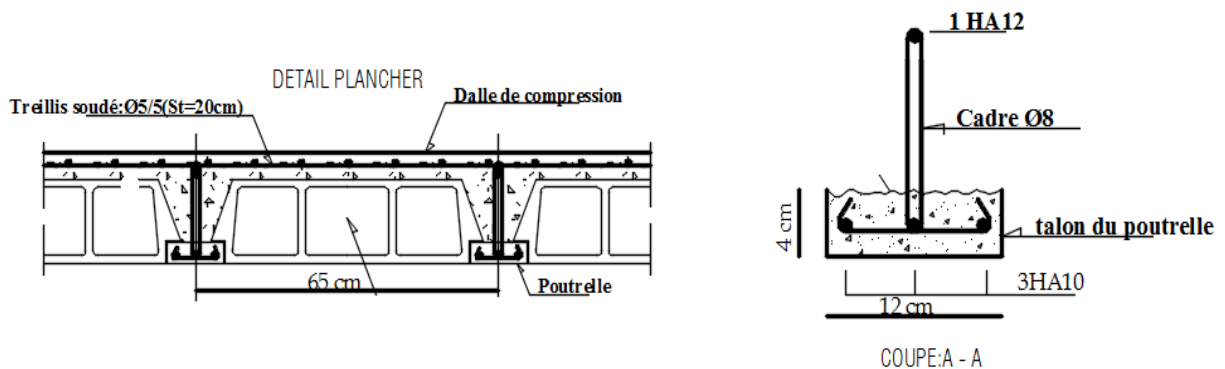


Figure III.18.: ferrailage de plancher

III.2. ESCALIER :

III.2.1. DEFINITION :

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

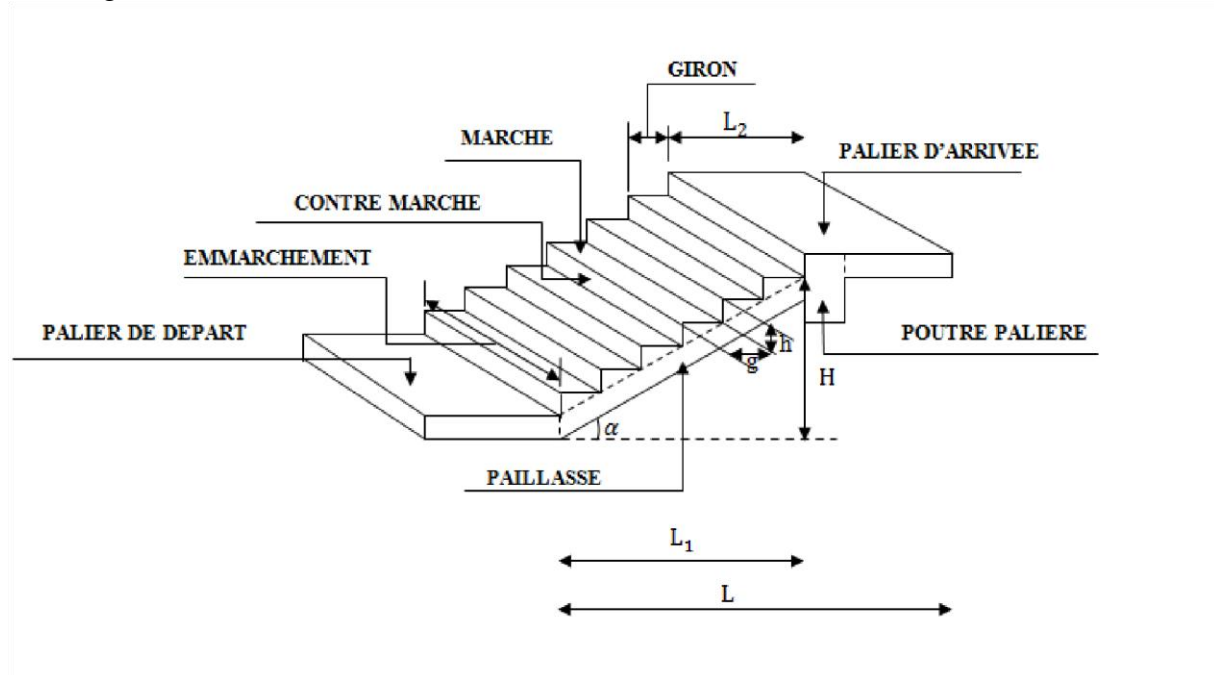


Figure III.19: Constituant d'un escalier.

- . h : Hauteur de la contre marche.
- . g : Longueur de la marche.
- . H : Hauteur de la volée.
- . L₁ : Longueur de la volée.

III.2.2. Dimensionnement :

❖ escalier des étages courants :

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

a) Hauteur des contre marches

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

$$h = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm} . \text{ Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

b) Nombre de contre marches :

$$n = H/h = 102/17 = 6$$

$$n = 6 \text{ contre marches}$$

c) **Nombre de marche :**

Le nombre de marche pris égale à $m = n-1 = 6-1 = 5$ marches.

d) **calcul du giron :**

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{155}{5} = 31 \text{ cm} \quad g = 31 \text{ cm}$$

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$2h+g = (2 \times 17) + 31 = 65 \text{ cm.}$ —————> La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

e) Dimensionnement de la paillasse :

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

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

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

Remarque

La structure comporte deux types d'escalier :

- Premier type (volée-palier)

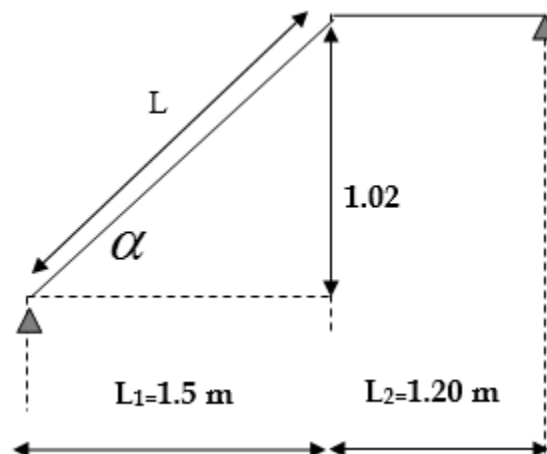


Figure III.20 : Schéma du 1^{er} type d'escalier.

Calcul de L_0 (Longueur de la paillasse projetée)**Angle d'inclinaison :**

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{155} = 0.658 \Rightarrow \alpha = 33.35^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1.55}{\cos 33.35} = 1.856 \text{ m}$$

Longueur réelle de la pailasse: $L_0 = L + L_1 = 1.85 + 1.2 = 3.056 \text{ m}$.

$$\frac{305.6}{30} \leq ep \leq \frac{305.6}{20} \rightarrow 10.18 \text{ cm} \leq ep \leq 15.28 \text{ cm} \rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

- 2^{ème} type (palier – volée – palier)

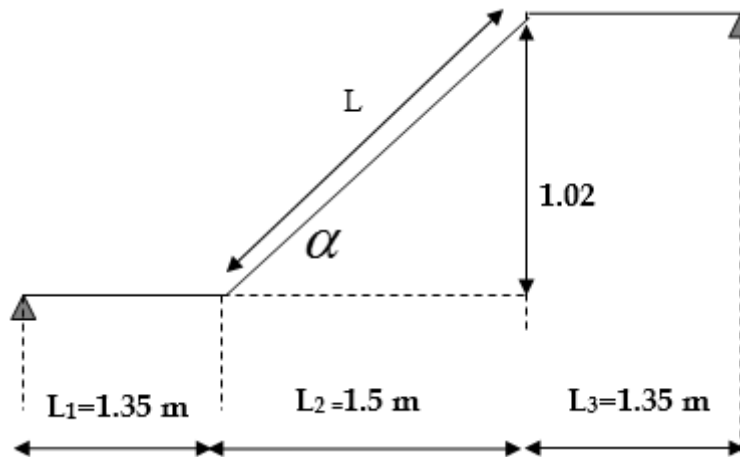


Figure III.21 : Schéma du 2^{ème} type d'escalier.

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1.50}{0.827} = 1.85 \text{ m}$$

Longueur réelle de la pailasse: $L_0 = L + L_1 + L_3 = 1.35 + 1.80 + 1.35 = 4.20 \text{ m}$.

$$\frac{420}{30} \leq ep \leq \frac{420}{20} \rightarrow 14 \text{ cm} \leq ep \leq 21 \text{ cm} \rightarrow ep = 20 \text{ cm}$$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanente**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.2}{\cos(34.21)}$	25	6.05
2. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			10.665

Tableau III.3 : Détermination du poids propre du la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			6.2

Tableau III.4 : Détermination du poids propre du palier.

b) Surcharge d'exploitation

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

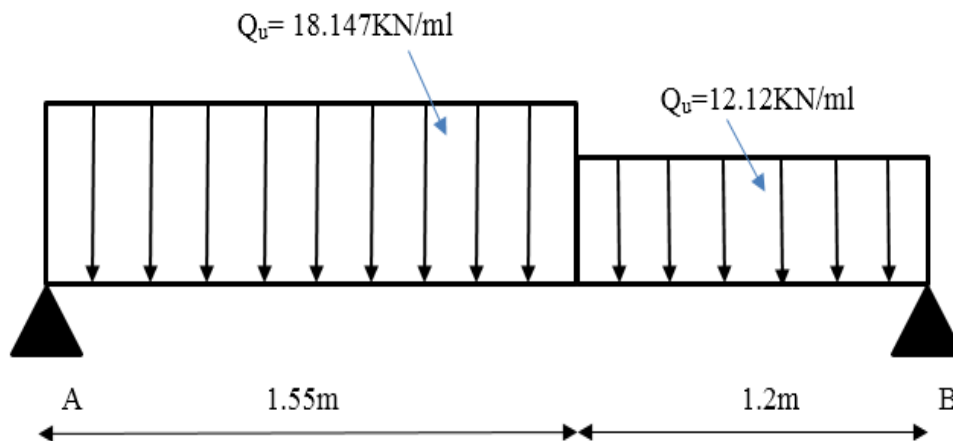
$$Q = 2,5 \text{ kN /ml.}$$

III.2.3. Calcul des efforts internes**Combinaisons de charges**

	E.L.U	E.L.S
	1.35 G + 1,5 Q	G + Q
Paillasse	18.147	13.165
Palier	12.12	8.7

Tableau III.5 : Calcul des sollicitations**III.2.4. Calcul à l'ELU**

1^{er} type :

**Figure III.22**: Schéma statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELU.**Détermination des réactions d'appuis**

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 18.147 (1.55) + 12.12(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 42.67 \text{ KN}$$

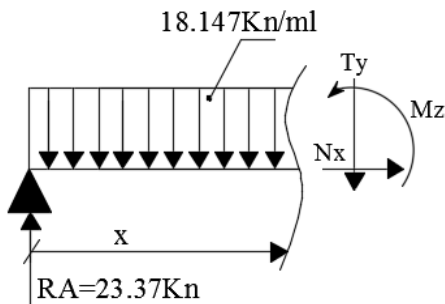
$$\cdot \sum M/B = 0 \Rightarrow 2.75 R_A = 18.147 \times (1.55) \cdot (1.975) + 12.12 \times (1.2) \times (0.6) \Rightarrow R_A = 23.37 \text{ kN.}$$

$$D'où : R_B = 42.67 - 23.37 = 19.3 \text{ kN.}$$

· **Finalement**

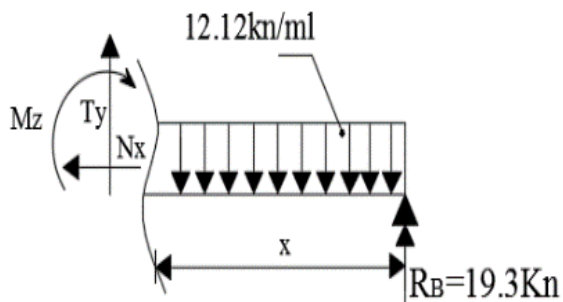
$$R_A = 23.37 \text{ kN.}$$

$$R_B = 19.3 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts internes, moments fléchissant :Calcul des efforts internes :Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 1.55\text{m}$ 

$$T(x) = -18.147x + 23.37$$

$$M(x) = -18.147\left(\frac{x^2}{2}\right) + 23.37x$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.2$ 

$$T(x) = 12.12x - 19.3$$

$$M(x) = -12.12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 19.3x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.55$	0	23.37	0
	1.55	-4.75	14.43
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-4.75	0
	1.2	-19.3	14.43

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des efforts.**Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T(x) = -18.147x + 23.147 = 0 \Rightarrow x = \frac{23.37}{18.147} = 1.28\text{m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation

$$M_z = -18.147 \frac{x^2}{2} + 23.37x :$$

$$M_{z_{max}} = 15.05 \text{ KN.m}$$

. En travée : $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 12.792 \text{ kN.m}$.

. Aux appuis : $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -4.515 \text{ kN.m}$

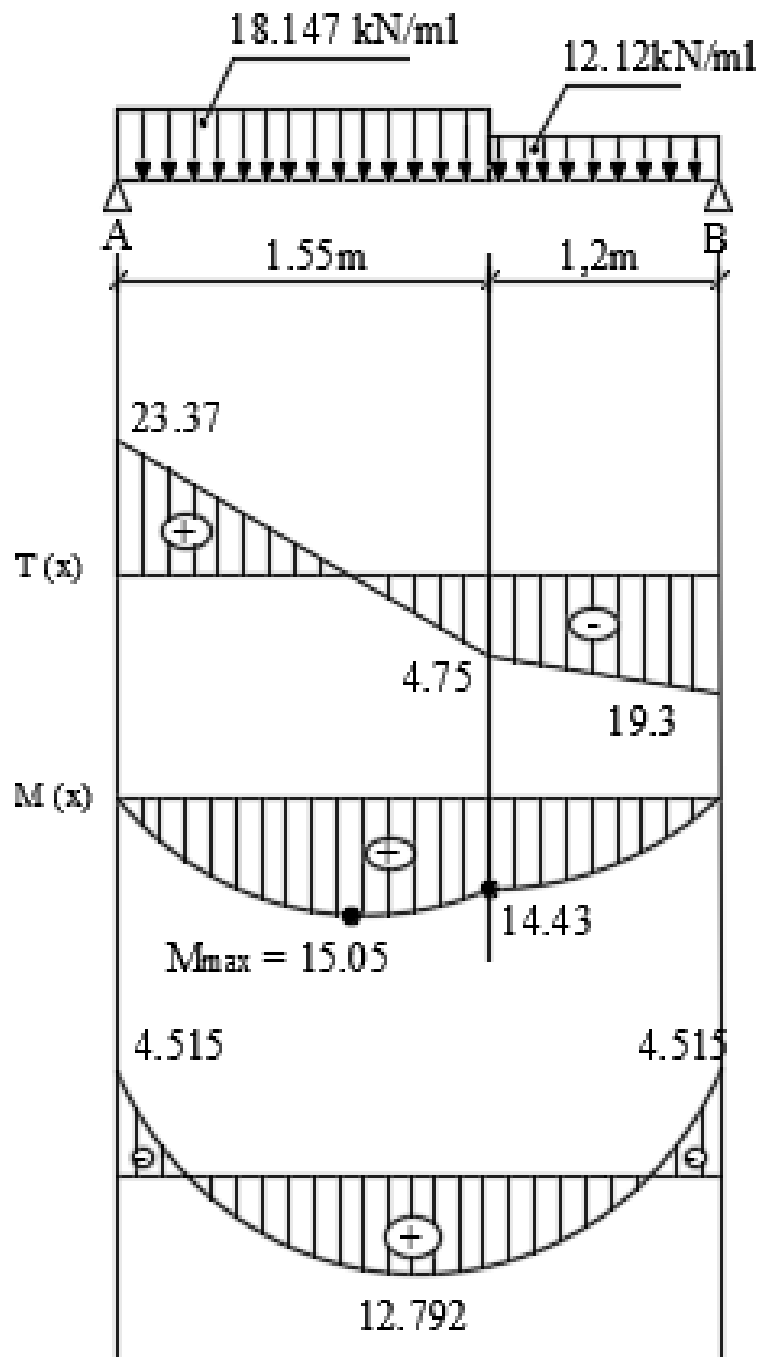


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.(1^{er} type)

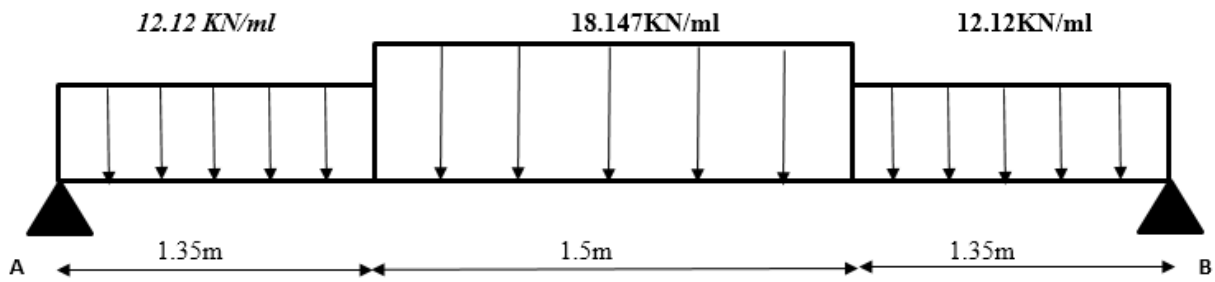
2^{eme} type:

Figure III.24: Schéma statique de calcul du 2^{eme} type d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis**Calcul des efforts internes, moments fléchissant :**

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 12.12 \times (1.35) \times 2 + 18.147 \times 1.5 = 59.94 \text{ Kn}$$

$$R_A = R_B = \frac{59.97}{2} = 29.97 \text{ KN}$$

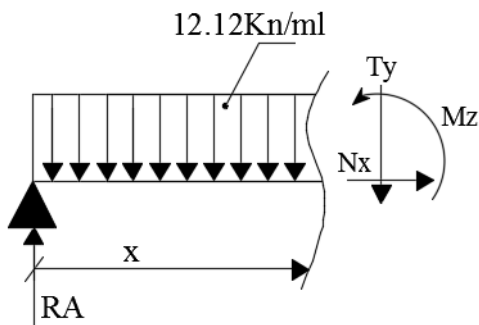
· **Finalement**

$$R_A = 29.97 \text{ kN.}$$

$$R_B = 29.97 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts internes :

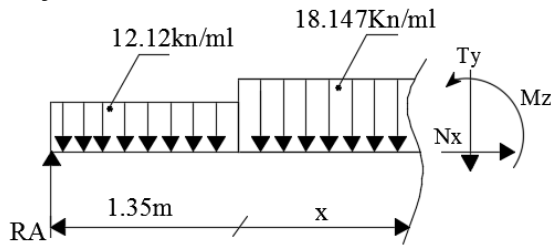
Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 1.35$



$$T(x) = -12.12x + 29.97$$

$$M(x) = -12.12 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 29.97x$$

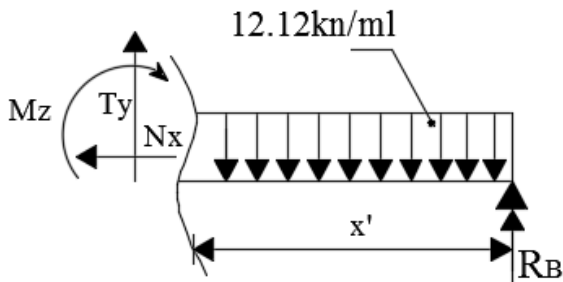
Tronçon 2 : $1.35 \leq x \leq 2.85$



$$T(x) = -18.147x + 38.108$$

$$M(x) = -18.147 \times \frac{x^2}{2} + 38.108x - 5.476$$

Tronçon3 : $0 \leq x \leq 1.35$



$$T(x) = 12.12x - 29.97$$

$$M(x) = -12.12 \times \frac{x^2}{2} + 29.97x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	0	29.97	0
	1,35	13.60	29.41
$1,35 \leq x \leq 2.85$	1.35	13.60	29.41
	2.85	-13.60	29.41
$0 \leq x \leq 1.35$	0	-29.97	0
	1.5	-13.60	29.41

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des efforts

Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$. Ty = -18.147x + 38.108 = 0 \Rightarrow x = \frac{38.108}{18.147} = 2.1 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $Mz = -18.147 \frac{x^2}{2} + 35.108x - 5.476$:

$$Mz_{max} = 34.55 \text{ KN.m}$$

. **En travée** : $M_t = 0,85Mz_{max} = 29.367 \text{ kN.m.}$

. **Aux appuis** : $M_a = -0,3Mz_{max} = - 10.365 \text{ kN.m.}$

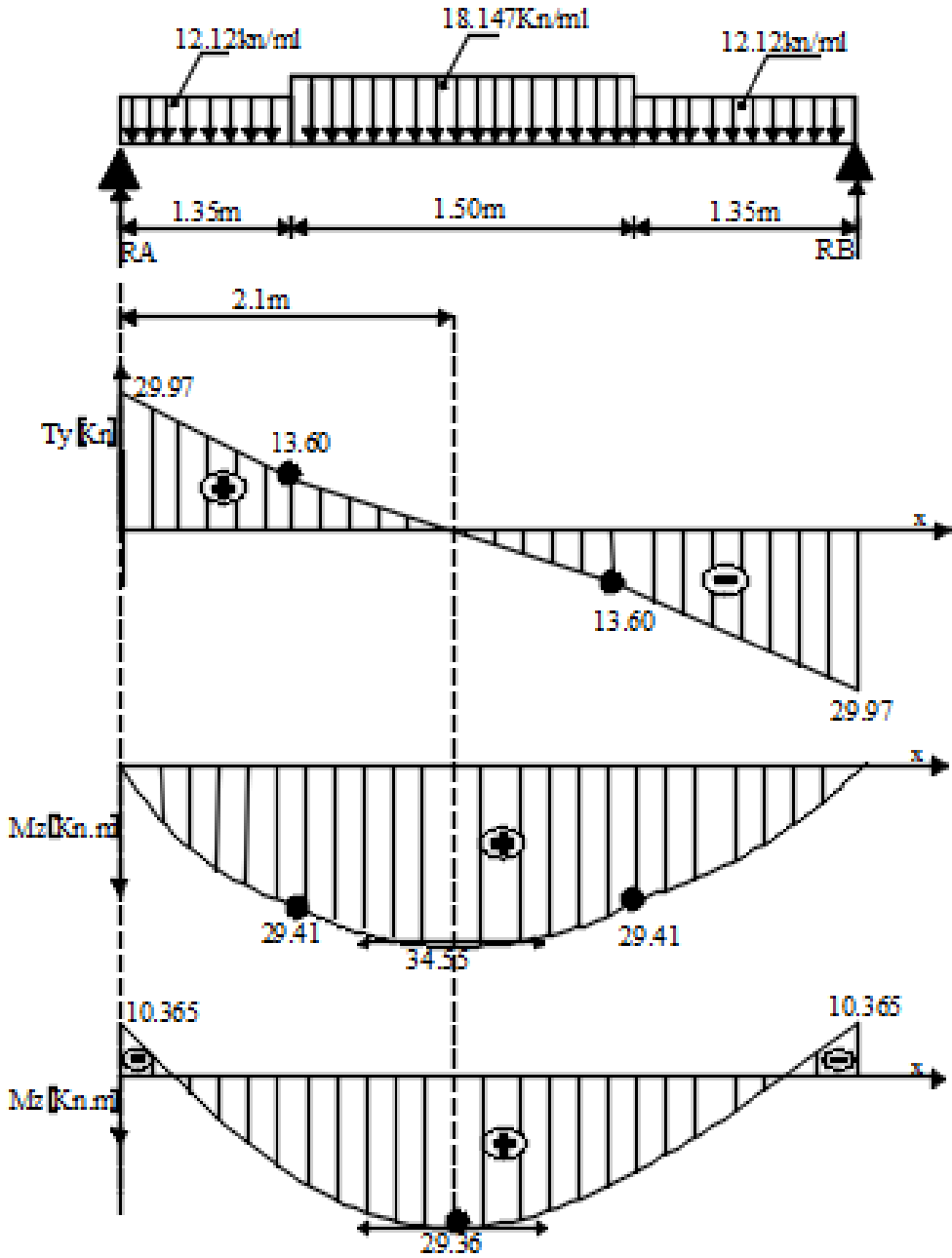


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

2) la volée de Entre-sol**a) Hauteur des contre marches**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; \text{ Donc : } h = 17 \text{ cm}$$

b) Nombre de contre marches :

$$n = H/h = 204/17 = 12$$

$$n = 12 \text{ contre marches}$$

c) Nombre de marche :

Le nombre de marche pris égale à $m = n - 1 = 12 - 1 = 11$ marches.

d) calcul du giron :

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.} \longrightarrow$ La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

e) Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante : $\frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20}$

Où L_o est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

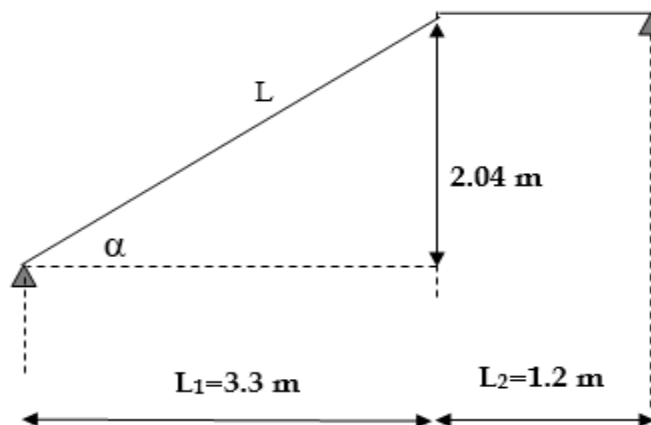


Figure III.26 : Schéma du la volée de Entre-sol**Angle d'inclinaison :**

$$\cdot \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{204}{330} = 0.618 \Rightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3.3}{\cos 31.72} = 3.9 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse: $L_0 = L + L_2 = 3.9 + 1.2 = 5.1 \text{ m}$.

$$\frac{508}{30} \leq ep \leq \frac{508}{20} \rightarrow 16.94 \text{ cm} \leq ep \leq 25.4 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{ep = 20 \text{ cm}}$$

III.2.4.1 Détermination des charges et surcharges :**Charges permanente**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.20	25	5
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{\text{palier}} =$			6.2

Tableau III.8 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (kN/m ³)	G (kN/ml)
10. Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(31.71)}$	25	5.877
11. Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
12. Carrelage horizontal	0.01	20	0.20
13. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
14. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
15. Mortier de pose vertical	0.02	22	0.44
16. Lit de sable	0.02	18	0.36
17. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
18. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			10.211

Tableau III.9 : Détermination du poids propre du paillasse

Surcharge d'exploitation

D'après le DTR B.C. 2.2 [19], la charge d'exploitation pour un escalier est de :

$$Q = 2,5 \text{ kN /ml.}$$

III.2.4.2. Calcul des efforts internes

Combinaisons de charges

	E.L.U	E.L.S
	$1.35 G + 1,5 Q$	$G + Q$
Paillasse	17.534	12.711
Palier	12.12	8.7

Tableau III.10 : Calcul des sollicitations

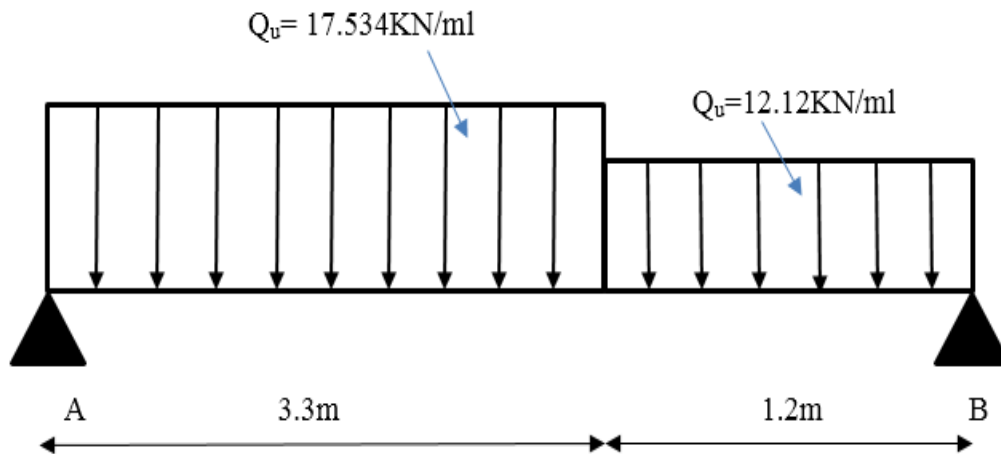
III.2.4.3. Calcul à l'ELU

Figure III.27 : Schéma statique de calcul du 1^{er} type d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis

$$\cdot \sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17.534 (3.3) + 12.12(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 72.406 \text{ kN.}$$

$$\cdot \sum M/B = 0 \Rightarrow 4.5.R_A = 17.534 \times (3.3) \cdot (2.85) + 12.12 \times (1.2) \times (0.6) \Rightarrow R_A = 38.585 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } R_B = 72.406 - 38.585 = 33.821 \text{ kN.}$$

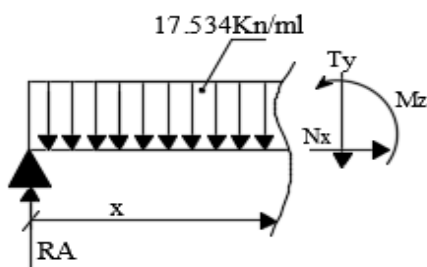
· Finalement

$$R_A = 38.585 \text{ kN.}$$

$$R_B = 33.821 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts internes, moments fléchissant :Calcul des efforts internes :

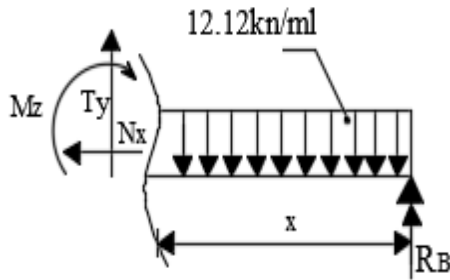
Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 3.3$



$$T(x) = -17.534x + 38.585$$

$$M(x) = -17.534\left(\frac{x^2}{2}\right) + 38.585x$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.2$



$$T(x) = 12.12x - 33.821$$

$$M(x) = -12.12\left(\frac{x^2}{2}\right) + 33.821x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3.3$	0	38.585	0
	3.3	-19.277	31.857
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-33.821	0
	1.2	-19.277	31.857

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des efforts

Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = -17.534x + 38.585 = 0 \Rightarrow x = \frac{38.585}{17.534} = 2.2\text{m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = -17.534 \frac{x^2}{2} + 38.585x$:

$$M_{z_{max}} = 42.454 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée** : $M_t = 0,85M_{z_{max}} = 36.085 \text{ kN.m}$.

. **Aux appuis** : $M_a = -0,3M_{z_{max}} = -12.736 \text{ kN.m}$.

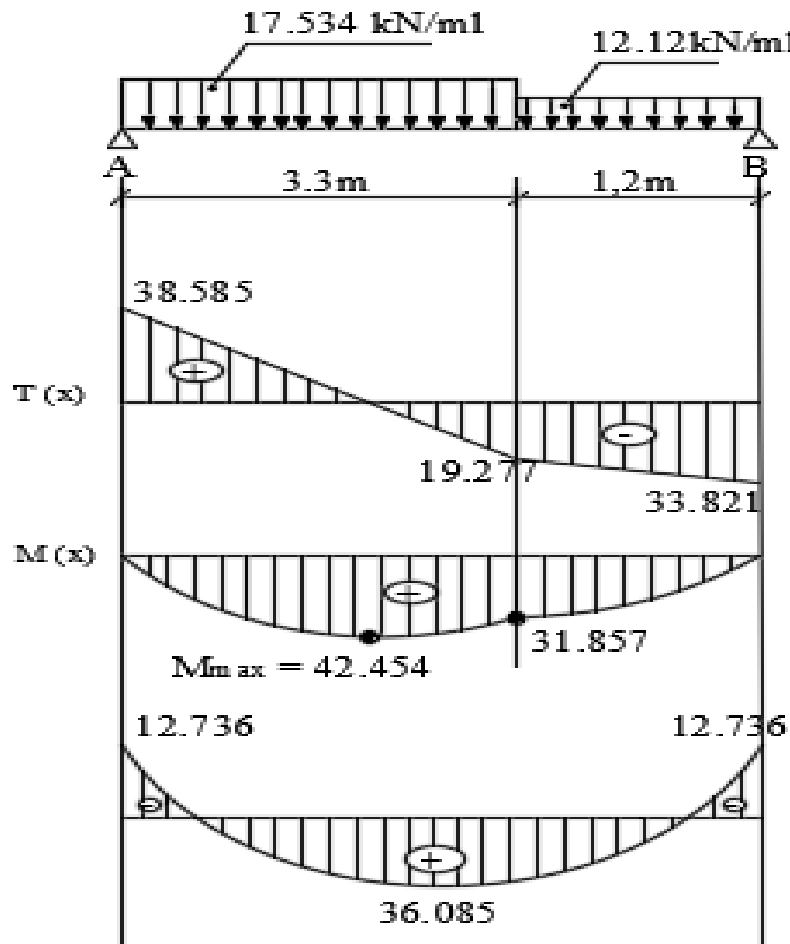


Figure III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

Remarque :

D'après le calcul des efforts internes est les moments fléchissant de chaque type on constate que moment maximal se trouve dans la volée de sous-sol .

Calcul des armatures

a). En travée :

$$M_u^t = 36.085 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.085 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = \frac{36085}{239980} = 0.078 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36.085 \times 10^3}{0.959 \times 18 \times 348} = 6 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA 14 $\rightarrow (A_t = 7.7 \text{ cm}^2)$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

b) Aux appuis :

$$M_u^a = 12.736 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.736 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \quad \rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_a = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{12.736 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Soit: 5 HA 10 ($A_t = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :**Aux travées :**

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (7.7) = 1.925 \text{ cm}^2$. Soit : 5 HA 10 = 3.93 cm². Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Aux appuis

$A_r = 1/4 A_{\text{adoptée}} = 1/4 (3.93) = 0.982 \text{ cm}^2$. Soit : 5 HA 10 = 3.93 cm². Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

III.2.5. Vérifications à l'ELU**a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1) [14]**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(100)(18) \frac{2,1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2.$$

. **En travée :** $A_t = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

. **Aux appuis :** $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 2.173 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

a. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211) [14]

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

$$\tau = \frac{V_{1\max}}{b \cdot d} = \frac{38.585 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.214 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) [14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

. $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi$)

$$\sum \mu_i = 5 \times 3,14 \times 14 = 219,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.585 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 219,8} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant**Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]**

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 38.585 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1,109 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} = 4,71 \text{ cm}^2 > 1,109 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

c. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14]

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

$$l_s = 35\varphi$$

. Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1,0 = 35 \text{ cm.}$

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1,4 = 49 \text{ cm.}$

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

. Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19,6$ cm.

. Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm

d. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14]

Pour des charges réparties seulement :

. **Armatures principales en travée** : $S_t = 20$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

. **Armatures principales aux appuis** : $S_t = 20$ cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $S_t = 20$ cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

III.2.6. Calcul à l'ELS

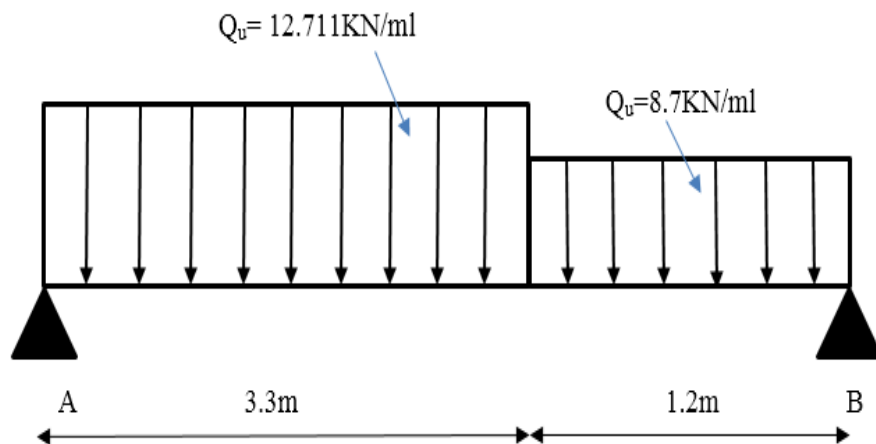


Figure III.29 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.

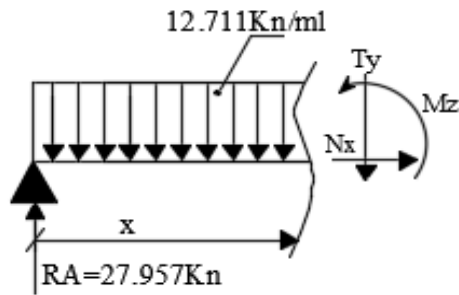
Détermination des réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12.711(3.3) + 8.7(1.2) \Rightarrow R_A + R_B = 52.386 \text{ kN.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.5R_A = 12.711 \times 3.3 \times 2.85 + 8.7 \times 1.2 \times 0.6 \Rightarrow R_A = 27.957 \text{ kN.}$$

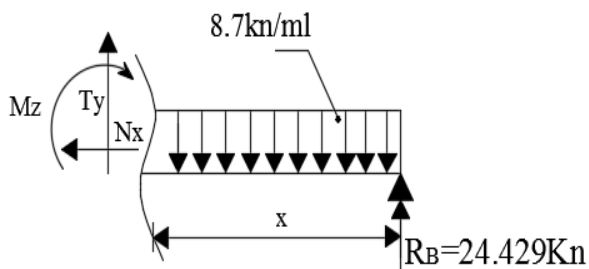
$$\text{D'où : } R_A = 52.386 - 27.957 = 24.429 \text{ kN.}$$

Finalement $R_A = 27.957$ kN. $R_B = 24.429$ kN.

Calcul des efforts internes :Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 3.3$ 

$$T(x) = -12.711x + 27.957$$

$$M(x) = -12.711\left(\frac{x^2}{2}\right) + 27.957x$$

Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.2$ 

$$T(x) = 7.8x - 24.429$$

$$M(x) = 7.8\left(\frac{x^2}{2}\right) - 24.429x$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 3.3$	0	27.957	0
	3.3	-13.989	23.04
$0 \leq x \leq 1.2$	0	-24.429	0
	1.2	-15.069	23.698

Tableau III.12: Tableau récapitulatif des efforts

- **Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

$$T_y = 12.711x - 27.957 = 0 \Rightarrow x = \frac{27.957}{12.711} = 2.2 \text{ m}$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $M_z = 12.711 \frac{x^2}{2} - 27.957x$:

$$M_{z_{max}} = 30.74 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. **En travée** : $M_t = 0,85M_{z_{\max}} = 26.13 \text{ kN.m.}$

. **Aux appuis** : $M_a = -0,3M_{z_{\max}} = -9.222 \text{ kNm.}$

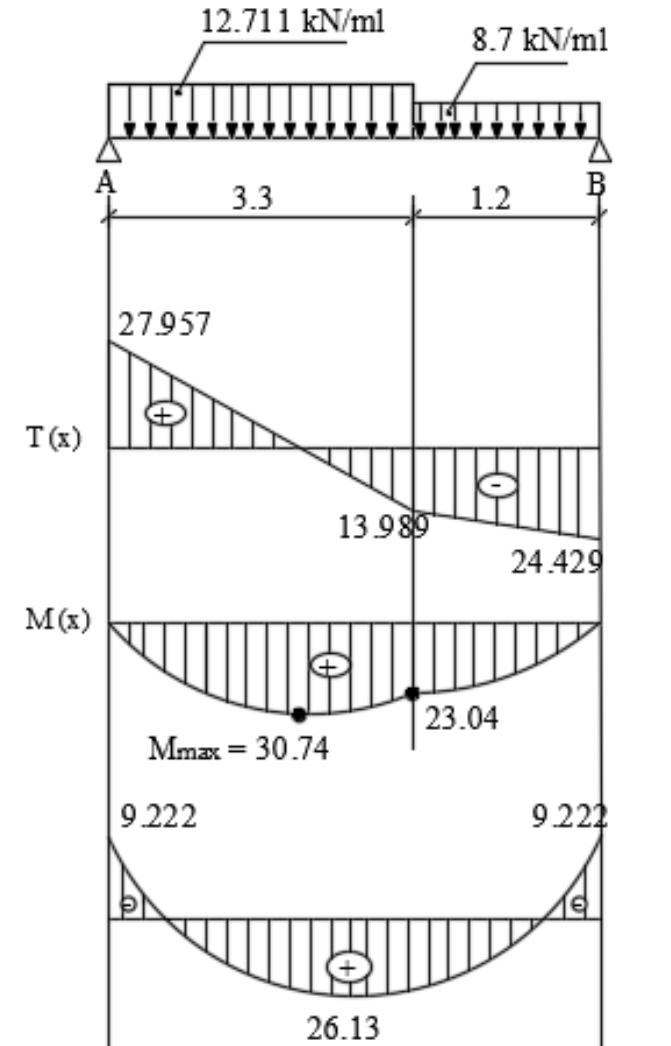


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.2.7. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 18} = 0.427$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.427$: $\beta_1 = 0.900$; $K_1 = 35$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{26.13 \cdot 10^6}{0.9 \times 180 \times 7.7 \cdot 10^2} = 209.47 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{209.475}{35} = 5.98 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

b. Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.218$: $\beta_1 = 0.925$; $K_1 = 51.67$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{9.222 \cdot 10^6}{0.925 \cdot 180 \times 3.93 \cdot 10^2} = 140.93 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{140.93}{51.67} = 2.727 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.727 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**) [14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} ; \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{508} = 0,039 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (La condition n'est pas vérifiée.)}$$

$$\frac{h}{L} = 0.039 > \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8 \times 26.13}{10 \times 12,711 \times 5.08^2} = 0.063. \text{ (La condition n'est pas vérifiée.)}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{12.06}{100 \times 18} = 0.0067 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ (La condition est vérifiée.)}$$

Les conditions « $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ et $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour les deux types d'escaliers.

. Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

$$q_s = \max (q_v ; q_{pl}) = \max (12.711 ; 8.7) = 12.711 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{module de déformation différée; } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

S_{ixx} : Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

$$S_{ixx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100.20^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 18 = 22079 \text{ cm}^3.$$

$$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100 \times 20 + 15 \times 7.7 = 2115.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \Rightarrow V_2 = 20 - 10.43 = 9.57 \text{ cm.}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.43)^3 + (9.57)^3] + 15(9.57-2)^2 \times 7.7 = 86995.87 \text{ cm}^4.$$

. **Au final :**

$$f_v = \frac{5 \times 12.711 \times (4500)^4}{384 \times 10818,86 \times 86995,87 \times (10)^4} = 0.72 \text{ cm} < \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}. \text{ La flèche est vérifiée.}$$

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- En travée :

Armatures principale : (5HA14) espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

- Aux appuis :

Armatures principale : 5HA10 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

Figure III.31 : ferrillage des escaliers

III.3. ACROTÈRE :

III.3.1 INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal P dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement.

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

III.3.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 60\text{cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$

L'enrobage : $c = c' = 3\text{ cm}$; La surface : 0.0668 m^2

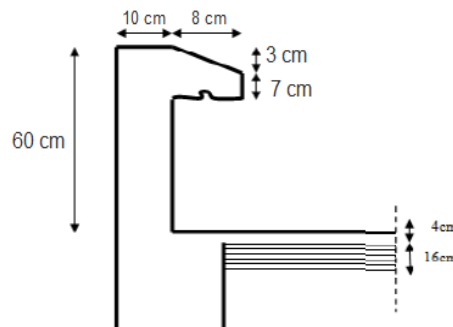


Figure III.32 : Coupe transversale de l'acrotère

III.3.3. 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

$$G = \rho \times \left[(0.60 \times 0.1) + (0.08 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.08}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0668$$

$$G = 1.67 \text{ kN/ml}$$

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

- Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 = 1.67\text{kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.60 \times 1 = 0.60 \text{ kN.m}$

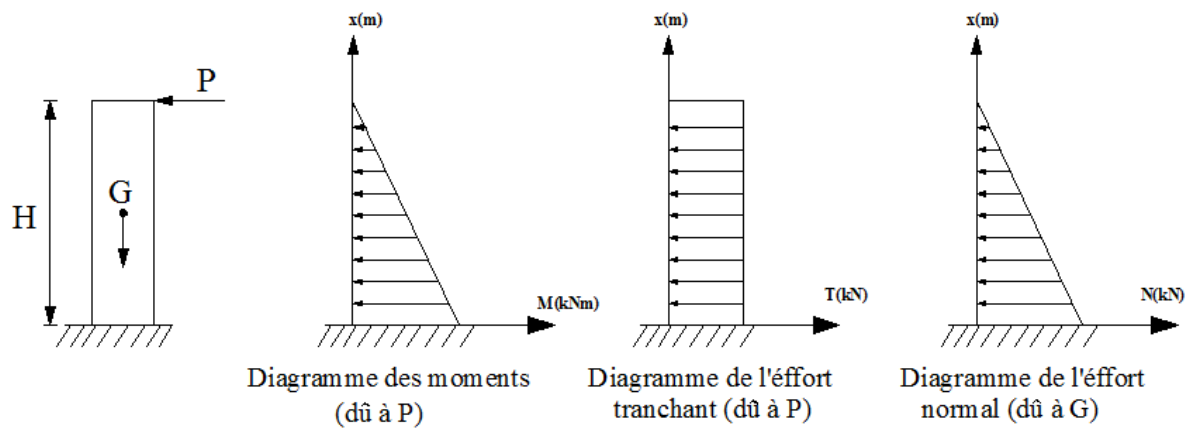


Figure III.33: Diagramme des efforts internes

Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.67 = 2.25 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

$$N_s = N = 1.67 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0.6 \text{ kNm}$$

III.3.4.Ferrailage:

Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.3.4.1 Calcul à L'ELU :



a) Calcul de l'excentricité :

- $eu \geq \frac{h}{2} - c$
- $eu = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.25} = 40 \text{ cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

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

$$\text{Donc : } e_u = 40 \text{ cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

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

b) Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

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

$$M_f = 2.25 \times [0.4 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 0.945 \text{ kN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

→ $\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

remarque :

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

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.390 \text{ cm}^2$$

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

c) Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.25}{34.8} = 0.325 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.3.4.2 Vérification à l'ELU :

a) **La condition de non fragilité**(Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.325 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Avec :

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

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

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA8 = 2.01 cm² avec un espacement : $S_t = 60/3 = 20 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

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)

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

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 12.56} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

- Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \rightarrow St = 20 \text{ cm}$.

III.3.4.3 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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; \max(0.5 f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6$ H.A ; $\eta = 1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360 \quad \rho_1 = 0.360 \rightarrow \beta_1 = 0.907$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.907 \times 7 \times 2.01} = 47.016 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 47.016 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{47.016}{38.76} = 1.213 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.213 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée.

III.3.5 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) →
 $A=0.15$ (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 (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1,67$ [kN/ml])

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.67 = 0.801$ [kN/ml].

$F_p = 0.801 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$ → La condition est vérifiée

CONCLUSION :

Armature principales : 5HA8

Armature de répartition : 4HA8

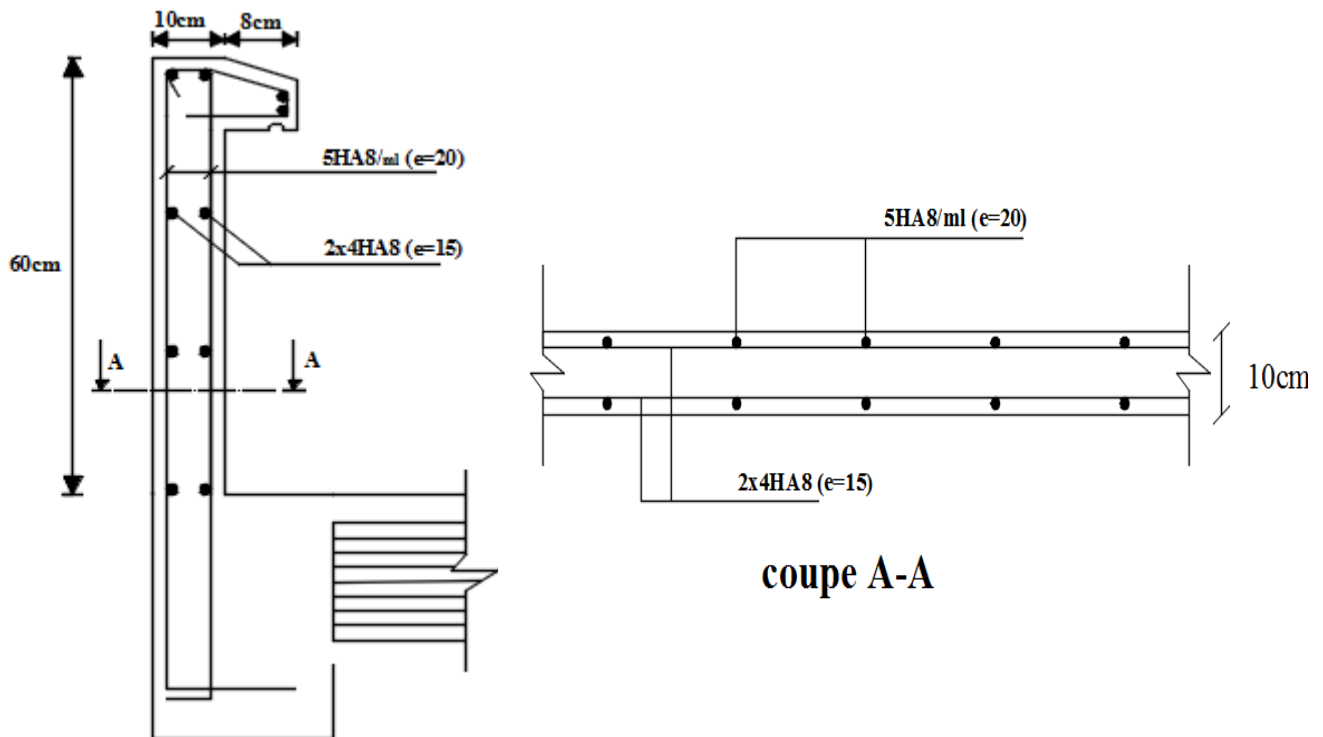


Figure III.34 : ferrailage d'acrotère.

III.4. La salle machine :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.8x1.8) m² appuyée sur son pourtour (3 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un carré (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 10 tonnes (100 KN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à $V = (1\text{m/s})$.

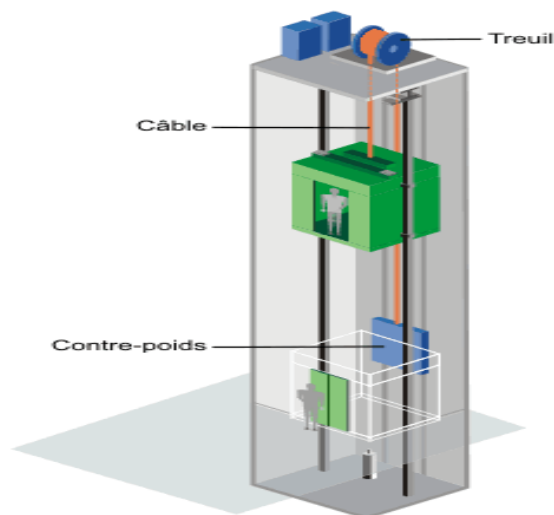


Figure III.35 : Schéma d'Ascenseur

III.4.2 Dimensionnement :

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

$$l_x = 1.80\text{m} \quad l_y = 1.80\text{m}$$

avec une surface : $S = 3.24\text{m}^2$

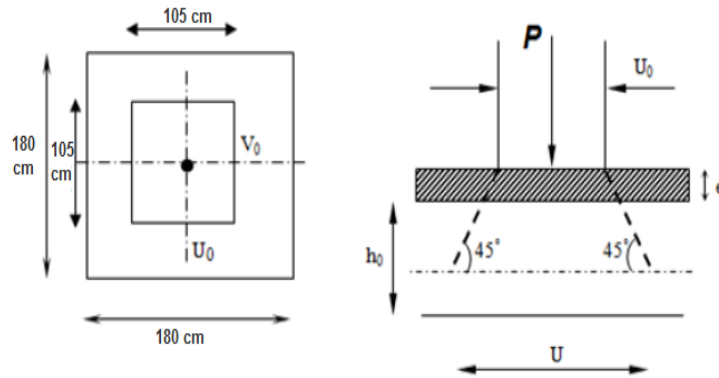


Figure III.36 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

• **Pré-dimensionnement :**

$$L_x/30 \leq h_t \leq L_x/15 \rightarrow 180/30 \leq h_t \leq 180/15$$

$$D'où : 6 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{On a } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 > 0,4 \Leftrightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens.}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations :

Hypothèse :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

1- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les

Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{-Dans sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2} \quad \text{et } \mu_y = M_y / M_x$$

2-Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$$M_x = p(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = p(\nu.M_1 + M_2)$$

Avec : (M_1 et M_2) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$$\nu = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

III.4.3.1. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact :**

$$\text{On a: } \begin{cases} U = a + 2\xi e_0 + ht \\ V = b + 2\xi e_0 + ht \end{cases}$$

Où :

$\xi = 1$ pour un revêtement en béton.
 $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant.

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} U = a + 2e_0 + ht \\ V = b + 2e_0 + ht \end{cases}$$

Avec: $\xi=1$ car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$a=b = 80\text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissant M_x et M_y :**

$$M_x = P. (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + vM_1)$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = 1$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.6$$

Après interpolation : $M_1 = 0.076$; $M_2 = 0.076$.

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.6$$

Donc :

• **À l'ELU ($v=0$)**

$$\cdot M_{xU} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 100 \times 0.076 = 10.26 \text{ kN.m.}$$

$$\cdot M_{yU} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 100 \times 0.076 = 10.26 \text{ kN.m.}$$

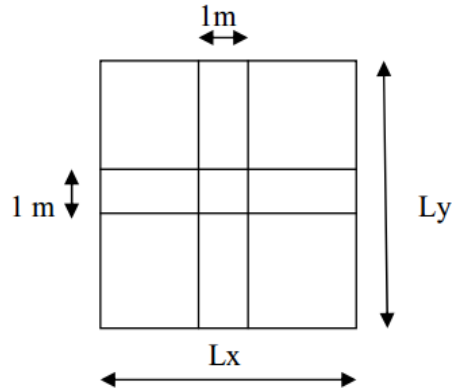
• À l'ELS ($\nu=0.2$)

$$. M_{xS} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 100x(0.076 + 0.2x0.076) = 9.12 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yS} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 100x(0.076 + 0.2x0.076) = 9.12 \text{ kN.m.}$$

III.4.3.2. Moments dus au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



$$. \text{Sens } l_x : M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

(Pratique du BAEL 91, p. 353)

$$. \text{Sens } l_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

$$\text{Pour } \frac{l_x}{l_y} = 1 :$$

$$\text{à l'ELU } \nu=0 \rightarrow : \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\text{à l'ELS } \nu=0.2 \rightarrow : \mu_x = 0.442 \text{ et } \mu_y = 1$$

Poids propre de la dalle pleine : $G = (25x0.15 + 22x0.05) x 1 = 4.85 \text{ kN/ml.}$

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

• À l'ELU

$$. M_{xU}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0368x(1.35x4.85 + 1.5x1)x1.80^2 = 0.96 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 1x0.96 = 0.96 \text{ kN.m.}$$

• À l'ELS

$$. M_{xS}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0442x(4.85 + 1)x1.80^2 = 0.837 \text{ kN.m.}$$

$$. M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 1x0.837 = 0.837 \text{ kN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

- **À l'ELU**

$$. M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 10.26 + 0.96 = 11.22 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 10.26 + 0.96 = 11.22 \text{ kN.m.}$$

- **À l'ELS**

$$. M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 9.12 + 0.837 = 9.957 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 9.12 + 0.837 = 9.957 \text{ kN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

- **À l'ELU**

- **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 11.22 = 9.537 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 11.22 = 9.537 \text{ kN.m.}$$

- **Aux appuis**

$$. M_x^a = -0.3 \times 11.22 = -3.366 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 11.22 = -3.366 \text{ kN.m.}$$

- **À l'ELS**

- **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 9.957 = 8.463 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 9.957 = 8.463 \text{ kN.m.}$$

- **Aux appuis**

$$. M_x^a = -0.3 \times 9.957 = -2.987 \text{ kN.m.}$$

$$. M_y^a = -0.3 \times 9.957 = -2.987 \text{ kN.m.}$$

III.4.3.3 Calcul des armatures :

Dans notre cas $M_x = M_y$ il ce fait faire un seul calcul.

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

En travée

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{9.537.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0.038 \leq 0.392$$

$$\beta = 0.981$$

. À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{9.537.10^3}{0.981.13.348} = 2.148 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10= 3.14 cm² avec espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

Au appuis

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{3.366.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0.014 \leq 0.392$$

$$\beta = 0.933$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.366.10^3}{0.933.13.348} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3.14cm² avec espacement $S_t = 25 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u [kN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		S_t [cm]
En travée	x-x	9.537	0.038	0.981	2.148	4HA 10	3.14	25
	y-y	9.537	0.038	0.981	2.148	4HA 10	3.14	25
Aux appuis	x-x	- 3.366	0.014	0.933	0.797	4HA10	3.14	25
	y-y	- 3.366	0.014	0.933	0.797	4HA10	3.14	25

. **Tableau III.13** : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

III.4.4. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 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. $\rho_o = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 1}{2} \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{x,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

· Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 1.20 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 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 :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$. → **La condition est vérifiée.**

c. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

→ **Conditions vérifiées**

d. Poinçonnement (BAEL 91 modifié 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,
- . h : L'épaisseur totale de la dalle,
- . U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 100 = 135 \text{ kN.}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,15 \cdot \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$Q_u = 135 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN}$. La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

e. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.5.2,2) [14]

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

. **Au milieu de U :** $V_u = \frac{P}{2U+V}$

Avec : $p = 1.35G = 1.35 \times 100 = 135 \text{ Kn}$

$$V_u = \frac{135}{2 \cdot 0,8 + 0,8} = 56.25 \text{ kN.}$$

. **Au milieu de V :** $V_v = \frac{P}{3U}$

$$V_u = \frac{135}{2 \cdot 0,8 + 0,8} = 56.25 \text{ kN.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{56,25 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.43 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$. **La condition est vérifiée**, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.4.5. Vérifications à l'ELS :**1. Etat limite de compression du béton :**· **Sens x-x****En travée**

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \text{Des abaques et pour une valeur de } \rho = 0.242 : \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{8.463 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 225.108 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{225.108}{48.29} = 4.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

· Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241 : \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{2.987 \times 10^6}{0.9215 \cdot 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 79.408 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{79.408}{48.695} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y :· **En travée**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

· Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241 : \beta_1 = 0.921 ; K_1 = 48.29$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{8,71 \cdot 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \cdot 10^2} = 231,67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231,67}{48,29} = 4,797 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,797 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,241$: $\beta_1 = 0,921$; $K_1 = 48,29$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{3,07 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \cdot 10^2} = 81,61 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{81,61}{48,695} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et au milieu agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99)

3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5)

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{8,468}{20 \times 9,12} = 0,046 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III.4.6. Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-x

. **En travée :** 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 ($S_t = 25 \text{ cm}$).

. **Aux appuis :** 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Sens y-y

. **En travée :** 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 ($S_t = 25 \text{ cm}$).

. **Aux appuis :** 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 ($S_t = 25 \text{ cm}$)

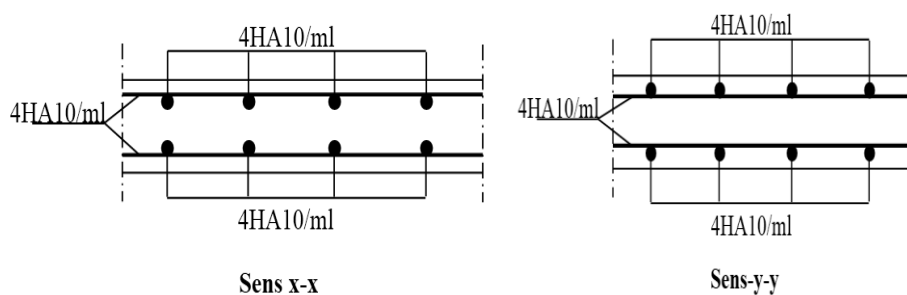


Figure III.37 : Ferrailage de la dalle machine

III.5. Les balcons

III.5.1. Introduction :

a)-Etude de la dalle pleine :

Les portes à faux sont calculés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher (le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur). Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations Q ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.20$ m ;
- longueur $l=3.15$ m ;
- un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique cruse de 10 cm d'épaisseur et de d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

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

Avec :

Q : surcharge du garde-corps

G_1 : charge permanente du garde-corps

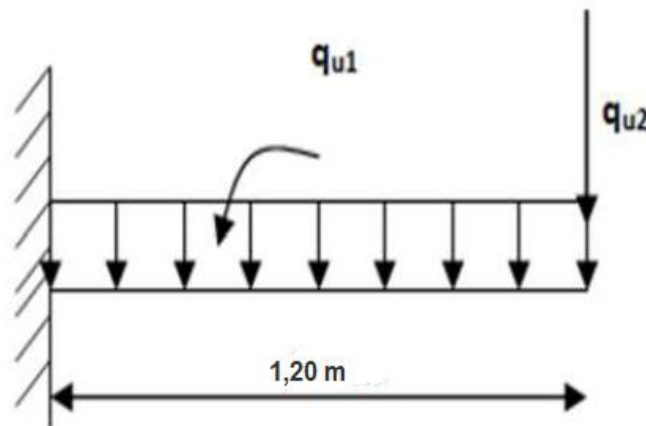


Figure III.38 : Coupe transversale d'un balcon.

b)-Dimensionnement :

L'épaisseur du porte à faux est donnée par la formule suivante : $e \geq L_0 / 10$

Tel que

- ✓ «e» est l'épaisseur de la dalle.
- ✓ L_0 : portée libre,
- ✓ $L_0 = 1.20$ m
- ✓ $e \geq 1.20/10 = 0.120$ m \longrightarrow $e = 15$ cm

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,03	20	0.6
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.40
G_{tot} = 5.51kN/m²				

Tableau III-14 : Charge permanentes de la dalle**c)-Détermination des charges et surcharges :****- Charge permanente :**

Poids propre du balcon : $G=5.51 \times 1= 5,51 \text{ kN / ml}$.

Poids du garde-corps : $g = 1.62 \times 1= 1.62 \text{ kN / ml}$.

-Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation : $Q= 3.5 \times 1 =3.5\text{kN /ml}$.

d)-Combinaisons des charges :**A l'ELU :**

Charge uniforme : $q_{u1}= 1.35G + 1.5Q =1.35 \times 5.51 + 1.5 \times 3.5= 12.688 \text{ kN / ml}$

Charge concentrée : $q_{u2}= 1.35 \times 1.62= 2.187\text{kN /ml}$

A l'ELS :

Charge uniforme : $q_{s1}= G + Q =5.51 + 3.5= \text{kN / ml}$

Charge concentrée : $q_{s2}= g= 1.62 \text{ kN /ml}$

III.5.2.Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bande de **1m** de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

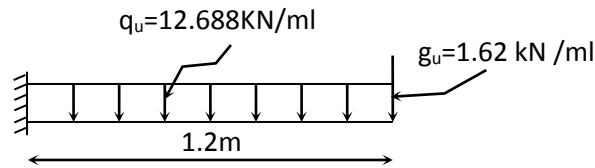


Figure III.39 : Schéma statique de calcul de balcon à l'ELU

Calcul des efforts internes :**a) Calcul de moment fléchissant :**

-le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.688 \times 1.20^2}{2} = 9.135 \text{ KN.m}$$

-le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 2.187 \times 1.35 = 2.952 \text{ KN.m}$$

le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.135 + 2.952 = 12.06 \text{ KN.m}$

$$\mathbf{M_u = 12.06 \text{ KN.m}}$$

b) Calcul Effort tranchant :

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$$T_{qu1} = q_{u1} l = 12.688 \times 1.2 = 15.225 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qu2} = q_{u2} = 1.62 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 15.225 + 1.62 = 16.845 \text{ kN}$$

$$\mathbf{T_u = 16.845 \text{ KN}}$$

III.5.2.1 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1m.

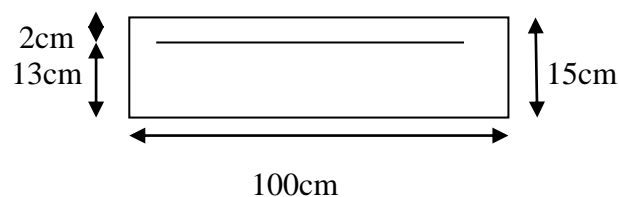


Figure III.40: Schéma statique de calcul

- **Armatures principales :**

$$c=2\text{cm}$$

$$d=h-c=15-2=13\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.06 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.05 \Rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{12.06 \times 10^6}{0.974 \times 130 \times 348} = 273.7 \text{mm}^2 = \mathbf{2.737 \text{cm}^2}$$

Soit : **4HA12= 4.52 cm²** avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = \mathbf{1.13 \text{cm}^2}$$

Soit **4HA10 = 3.14 [cm²]** avec $S_t = 25[\text{cm}]$.

III.5.2.2 Vérification à l'ELU :

a) **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91) [1] :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL 91) [1] :**

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

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{16.845 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art 6.1, 3/BAEL 91) [1] :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.845 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 0,955 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

d) Vérification de l'écartement des barres :(BAEL 91 / Art. A.8.2, 42) [1]

Pour des charges concentrées :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

e) Ancrage des barres aux appuis :(BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [1]

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

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

l_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$. D'où : $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.5.3.Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

$$q_{s1} = 9,01 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = 1,62 \text{ kN/ml}$$

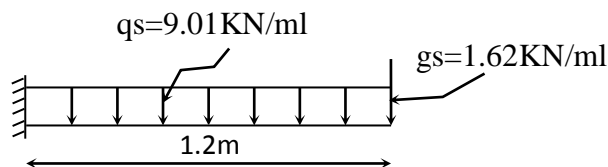


Figure III.41: Schéma statique de calcul de balcon à l'ELS

Calcul des efforts internes :

Le moment :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{9,01 \times 1,20^2}{2} + 1,62 \times 1,2 \right) = 8,431 \text{ KN.m}$$

$M_s = 8,431 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 9.01 \times 1.2 + 1.62 = 12.432 \text{ kN}$$

$$V_s = 12.432 \text{ KN}$$

III.5.3.1 Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5, 2/ BAEL 91) [1]**

Contrainte dans l'acier :

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \rightarrow \beta = 0.908 \rightarrow K_1 = 39.35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.01 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 168.871 \text{ MPa}$$

$$168.871 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{168.871}{39.35} = 4.291 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\tau f_t 28}) \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 168.871 \text{ Mpa (D'après le calcul précédent).}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.3 Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99) :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 < \frac{8.431}{10 \times 8.431} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Remarque :

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

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armature principales : 4HA12

Armature de répartition : 4HA10

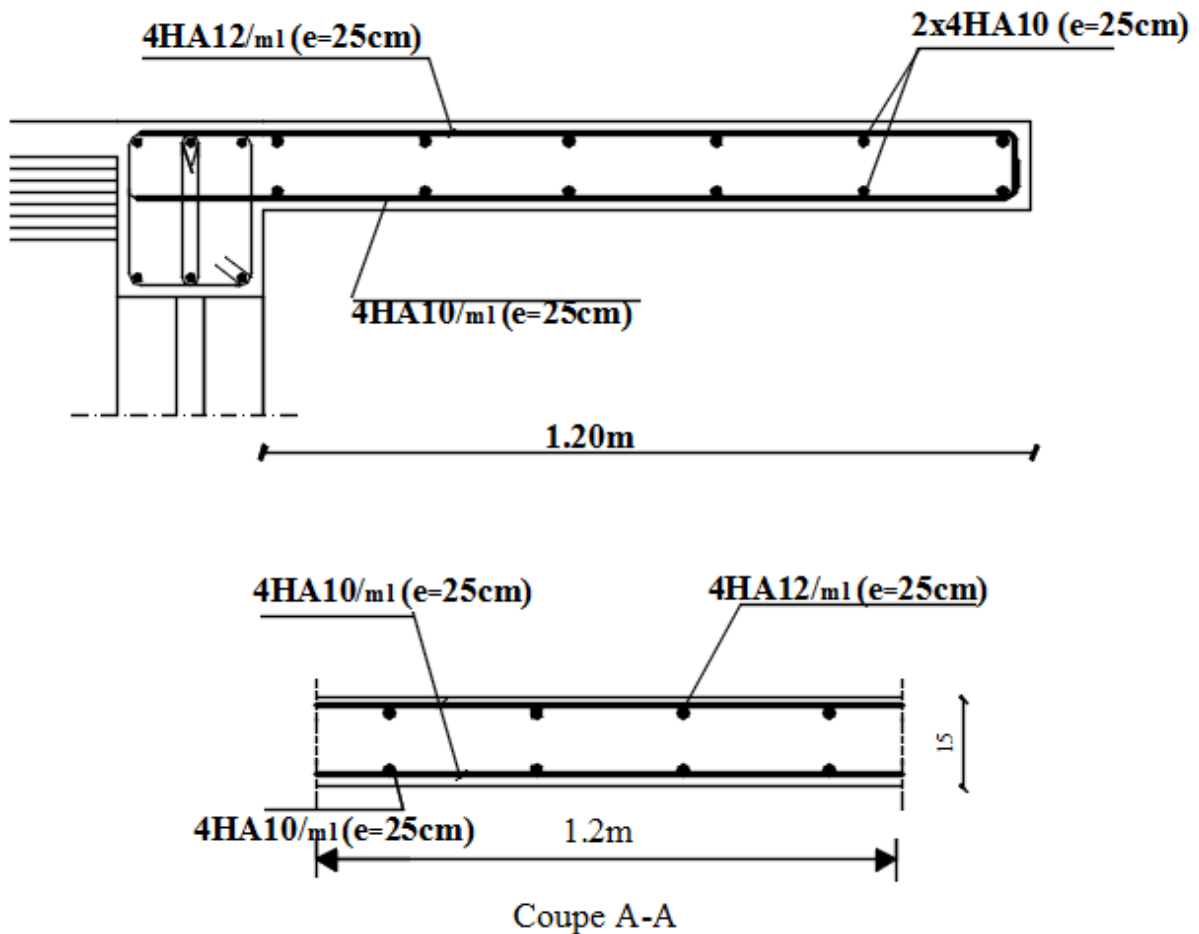


Figure III.42 : ferrailage de balcon.

III.6. La poutre palière

III.6.1. Introduction

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 4.44 m (Entre nus d'appuis) partiellement encastree dans les poteaux (Semi-encastree).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastree dans les poteaux.

a) Pré-dimensionnement :

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

$$4h \leq b \leq 0.7h$$

· Hauteur

$$L = 444 - 25 = 419 \text{ cm}$$

$$\frac{419}{15} \leq h \leq \frac{419}{10}$$

$$27.93 \leq h \leq 41.9 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

· Largeur

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

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

$$14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

Vérification des conditions du RPA 99 (article 7.5.1) [13]

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

$h/b = 1.667 \leq 4$. La condition est vérifiée.

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **30x35 cm²**.

b) Détermination des charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2.36 \text{ KN/m}^2$).

Poids propre de la poutre :

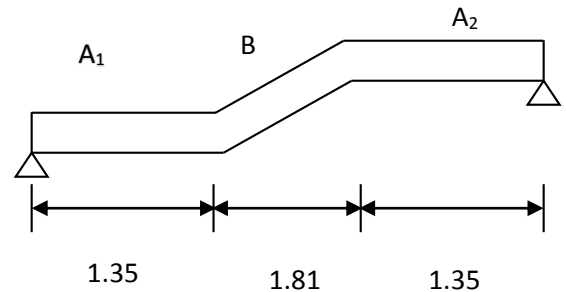
- Parties A: $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/ML}$.
- Partie B : $0.3 \times 0.35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34.21} = 3.178 \text{ KN/ML}$.

Chargement dû aux réactions du palier :

Réaction au point A à l'ELU : $R_b = Q_u = 33.821 \text{ kN/ml}$.
Réaction au point A à l'ELS : $R_b = Q_s = 24.429 \text{ kN/ml}$.

Chargement dû au poids du mur extérieur :

- Partie A: $(1.78 - 0.35) \times 2.4 = 3.432 \text{ KN/ML}$.
- Partie C : $(0.89) \times 2.4 = 2.136 \text{ KN/ML}$.
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale
Point A1: 3.432 KN/ML ; Point A2: 2.136 KN/ML .

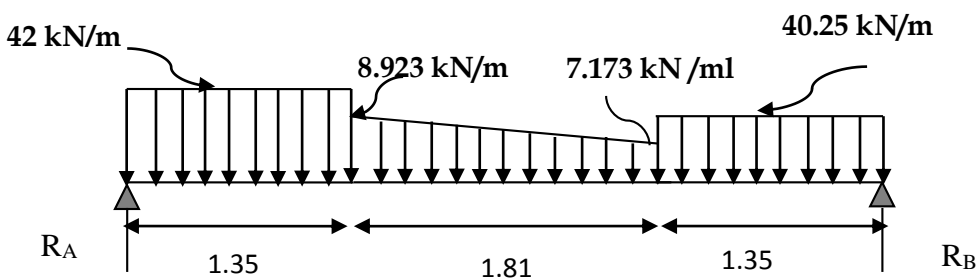


III.6.2. Calcul à l'ELU :

Calcul des efforts internes :

1) Combinaison de charges à l'ELU :

- Partie A1: $q_u = 1.35(2.63 + 3.432) + 33.821 = 42 \text{ kN/ml}$.
- Partie A2: $q_u = 1.35(2.63 + 2.136) + 33.821 = 40.25 \text{ kN/ml}$
- Partie B: Point 1 : $q_u = 1.35(3.432 + 3.178) + 0 = 8.923 \text{ N/ml}$.
Point 2 : $q_u = 1.35(2.136 + 3.178) + 0 = 7.173 \text{ kN/ml}$.



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 42 \times 1.35 + 7.173 \times 1.81 + \frac{8.923 - 7.173}{2} \times 1.81 + 40.25 \times 1.35$$

$$R_A + R_B = 124.89 \text{ KN.}$$

$$\sum M / b = 0$$

$$42 \times 1.35 \times 3.835 + 7.173 \times 1.81 \times 2.255 + (1.75 \times 0.9 \times 1.62) + 40.25 \times 1.35 \times 3.835 = 4.51 R_a$$

$$R_A = 63.15 \text{ kN}$$

$$R_B = 61.74 \text{ kN}$$

❖ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$



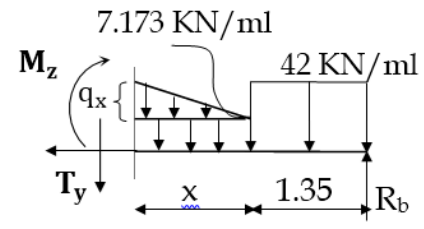
$$T(x) = -42x + 63.15$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 63.15 \text{ kN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = 6.45 \text{ kN}$

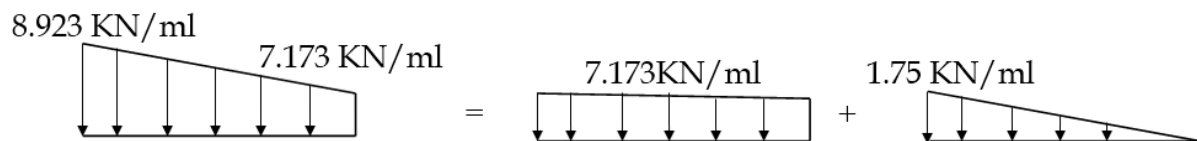
$$M(x) = -42\left(\frac{x^2}{2}\right) + 63.15x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ kN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 46.98 \text{ kN}$

❖ **Tronçon 2 :** $0 \leq x \leq 1.81$



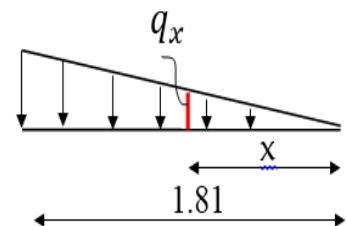
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous :



Détermination de la charge q en fonction de x :

A partir des triangles semblables nous avons :

$$x/q_x = 1.81/1.75 \rightarrow q_x = 0.97x$$



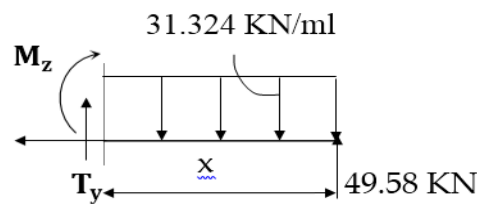
$$T(x) = -0.485x^2 - 7.173x + 6.45$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 6.45 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.81 \rightarrow T_y = -7.40 \text{ KN}$

$$M(x) = -0.324x^3 - 3.586x^2 + 6.45x + 46.98$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 46.98 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.81 \rightarrow M_z = 46.67 \text{ sKN}$

❖ Tronçon3 : $0 \leq x \leq 1.35$



$$T(x) = 40.25x - 61.74$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -61.74 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow T_y = -7.40 \text{ KN}$

$$M(x) = -40.25\left(\frac{x^2}{2}\right) + 61.74x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$.
- Pour $x=1.35 \rightarrow M_z = 67.74 \text{ KN}$
-

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	0	63.15	0
	1,35	6.45	46.98
$0 \leq x \leq 1.81$	0	6.45	46.98
	1.81	-7.4	46.67
$0 \leq x \leq 1.35$	0	-61.74	0
	1.5	-7.40	46.67

• **Tableau III.15** : Tableau récapitulatif des efforts

❖ **Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

$$T(x) = -0.485x^2 - 7.173x + 6.45$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = \sqrt{64} = 8$$

$$X1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{-2a} = \frac{7.173 - 8}{-2 \times 0.485} = 0.823 \text{ m}$$

$$M_{z\max} = -0.324x^3 - 3.586x^2 + 6.45x + 46.98$$

En trouve :

$$M_z^{\max} = 49.66 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 49.66 = -14.898 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 49.66 = 42.211 \text{ KN.m}$$

· **Calcul des armatures**

· **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42.211 \cdot 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,09 < \mu_1 = 0.392$$

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.080$: $\beta = 0.953$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{42.211 \times 10^3}{0,953 \times 33 \times 348} = 3,85 \text{ cm}^2.$$

· Soit : $A_{\text{adoptée}} = 3\text{HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

· **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.898 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_1 = 0.392$$

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.03$: $\beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.898 \times 10^3}{0,985 \times 33 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2.$$

. Soit : $A_{adoptée} = 3HA 10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.6.3. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) [14]

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(30)(33) \frac{2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

. En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

. Aux appuis : $A_a = 32.36 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art. 5.1,211) [14]

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{63.15 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.637 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.637 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3) [14]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

$$\cdot \sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{63.15 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131.88} = 1.612 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.612 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14]

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

$$l_s = 35\varphi$$

. Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$ (Aux appuis).

. Pour les HA 14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm}$ (En travée).

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

. Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6 \text{ cm}$.

. Finalement : La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

e. Influence de l'effort tranchant

. Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 63,15 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

· **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313) [14]**

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \frac{2 \times 63.15 \times 10^3}{400 \cdot 0,9 \cdot 330} = 1,06 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

f. Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2) [14]

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (1 ; 3 ; 1,4) = 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22) [14]

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

h. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1,22) [14]

« Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t}$ doit être au moins égale à 0,4 MPa (ou N/mm²) ». D'où :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{0,4 \times b_o \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

i. Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2) [13]

1. Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) [13]

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

$$. A_l = 3HA 14 + 3HA 10 = 4.62 + 2.36 = 6.98 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 6.98 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 5.25 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

2. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) [13]

· Armatures transversales minimales

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

· Zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (8.75 ; 12) = 8.75 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

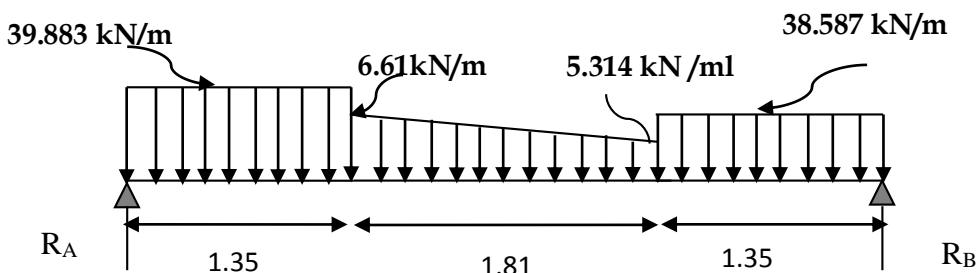
· Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm.} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.6.4. Calcul à l'ELS

· 1) Détermination des efforts internes

- **Partie A₁**: $q_u = (2.63 + 3.432) + 33.821 = 39.883 \text{ kN/ml}$.
- **Partie A₂**: $q_u = (2.63 + 2.136) + 33.821 = 38.587 \text{ kN/ml}$
- **Partie B**:
 Point 1 : $q_u = (3.432 + 3.178) + 0 = 6.61 \text{ kN/ml}$.
 Point 2 : $q_u = (2.136 + 3.178) + 0 = 5.314 \text{ kN/ml}$.



2) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 39.883 \times 1.35 + 5.314 \times 1.81 + \frac{6.61 - 5.314}{2} \times 1.81 + 38.587 \times 1.35$$

$$R_A + R_B = 116.72 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$39.883 \times 1.35 \times 0.675 + 5.314 \times 1.81 \times 2.255 + (1.296 \times 0.9 \times 1.62) + 38.587 \times 1.35 \times 3.835 = R_B \times 4.51$$

$$R_A = 59.05 \text{ kN}$$

$$R_B = 57.67 \text{ kN.}$$

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	0	59.05	0
	1,35	5.21	43.38
$0 \leq x \leq 1.81$	0	5.21	43.38
	1.81	-5.58	42.69
$0 \leq x \leq 1.35$	0	-5.58	42.69
	1.5	-57.67	0

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des efforts

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_a = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 45.50 = -13.65 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_t = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 45.50 = 36.4 \text{ KN.m}$$

III.6.5. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

• **En travée**

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad , \quad \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.466$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.461$: $\beta_1 = 0.897$; $K_1 = 33.54$

$$\text{Donc :. } \sigma_{st} = \frac{36.4 \times 10^6}{0.897 \cdot 330 \times 4.62 \cdot 10^2} = 241.89 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241.89}{33.54} = 7.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

. **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{30 \times 33} = 0.238$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.238$: $\beta_1 = 0.922$; $K_1 = 49,10$

$$\text{Donc :. } \sigma_{st} = \frac{13.65 \cdot 10^6}{0.922 \cdot 330 \times 2,36 \cdot 10^2} = 190,09 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{190,09}{49,10} = 3.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre palière n'est pas exposée aux intempéries et au milieu agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**) [14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L} = \frac{35}{444} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{h}{L} = 0.078 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{8 \times 36.4}{10 \times 39,883 \times 4,44^2} = 0.037 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Il n'ya donc pas lieu de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

En travée : 3HA14

Aux appuis : 3HA10

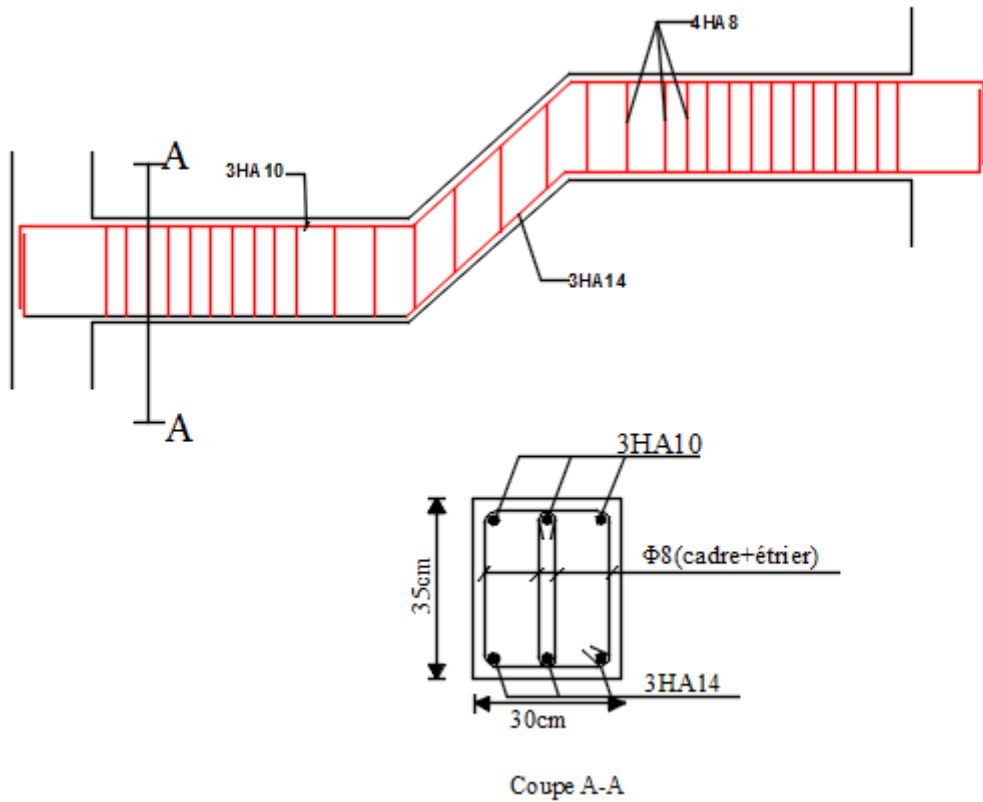


Figure III.35 : Ferrailage de la poutre palier.

III-7 la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-7-1 Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur h_t :**

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

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

Sachant que $L = 357 - 25 = 332 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{332}{15} = 22.133 \text{ cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{332}{10} = 33.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne $22.133 \leq h_t \leq 33.2$

On prend : **$h_t = 30 \text{ cm}$** .

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

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

III-7-2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1)[3].

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

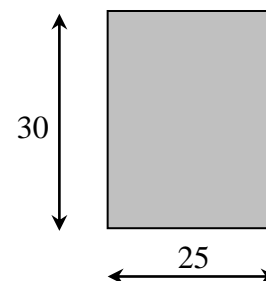


Fig. III.43 : Dimensions de la poutre chaînage

REMARQUE :

- On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

III-7-3 Evaluation des charges et surcharges :➤ **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN / ml.}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_{\text{mur}} = 2.86 \times 2.40 = 6.868 \text{ KN / ml.}$
- Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5.34 \times \frac{0.65}{2} = 1.736 \text{ KN / ml.}$

$$G_t = 10.442 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487$$

III-7-4 Combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1,3 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10.442 + 1,5 \times 0,487 = 14.827 \text{ KN/ml.}$
- **ELS** : $q_s = G + Q = 10.442 + 0,487 = 10.93 \text{ KN/ml.}$

III-7- 5 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

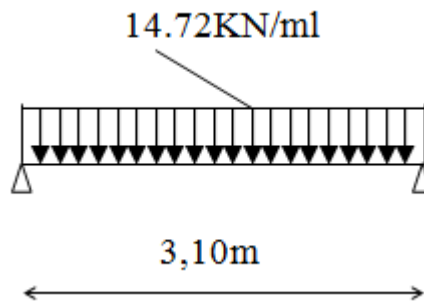


Fig. III.44 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

III-7-6) calcul des efforts internes :**ELU**

- Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{14.827 \times 3.32^2}{8} = 20.428 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_u = 0,85 \times 20.428 = 17.363 \text{ KN. m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_u = -0,3 \times 20.428 = -6.128 \text{ KN.m}$$

Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{14.827 \times 3.32}{2} = 24.612 \text{ KN}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = -14.827x + 24.612 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(x) = 24.612 \text{ KN.} \\ x = 3.32 \text{ m} \Rightarrow T(x) = -24.613 \text{ KN.} \end{cases}$$

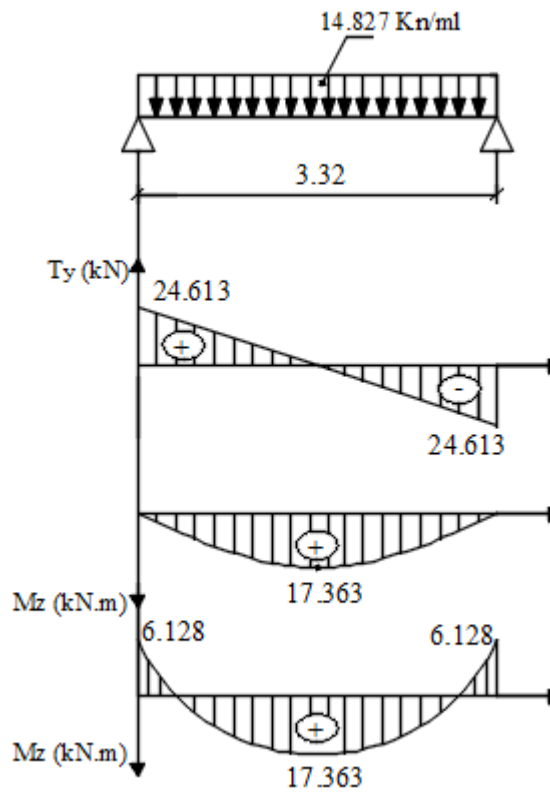


Fig. III.45 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

a) Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 25 \text{ cm. } c = 3 \text{ cm, } d = 27 \text{ cm.}$$

• Entravée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17.363 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,066$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

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

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{15,03 \times 10^3}{0,970 \times 27 \times 348} = 1,912 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6,128 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,023$$

$\mu < \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,30 \times 10^3}{0,9885 \times 27 \times 348} = 0,659 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

III-7-7) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)[1] :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211)[1] :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{24.612}{0,25 \times 0,27} = 364.622 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,364 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,364 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- 1) **dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) [1] :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 24.612 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27 \times \frac{2,5}{1,5} = 405 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

- 2) **Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) [1] :**

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(24.612 + \frac{-5,30}{0,9 \times 0,27} \right) = 0,0017 \text{ cm}^2$$

\longrightarrow (Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

- **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)[1] :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{24.612 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113.04} = 0,896 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

- A.6.1, 221)[1] :**

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

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Avec :

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

- **Calcul des ancrages des**

barres (BAEL 91 modifié 99 Art

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$$

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

- **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) [1]:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; 2HA8=2,01cm²

- **Espacement d'un cadre : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 22)[1] :**

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 27; 40 \text{ cm}) = \min(24,3; 40) = 24,3 \text{ cm}$$

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

- **Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) [1] :**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)[3] :**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 14,4)$$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

- **En zone courante (travée) :**

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

- **Quantité d'armatures transversales minimales (RPA version 2003(Art7.5.2.2) [3]) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

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

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III-7-8 Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS : $q_s = 10.93 \text{ KN/m}$

1) Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.93 \times \frac{3,32}{2} = 18.143 \text{ KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.143 \times \frac{3,32^2}{8} = 15.06 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 13.03 = -4,518 \text{ KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t = 0,85 \times 13.03 = 12.801 \text{ KN.m}$$

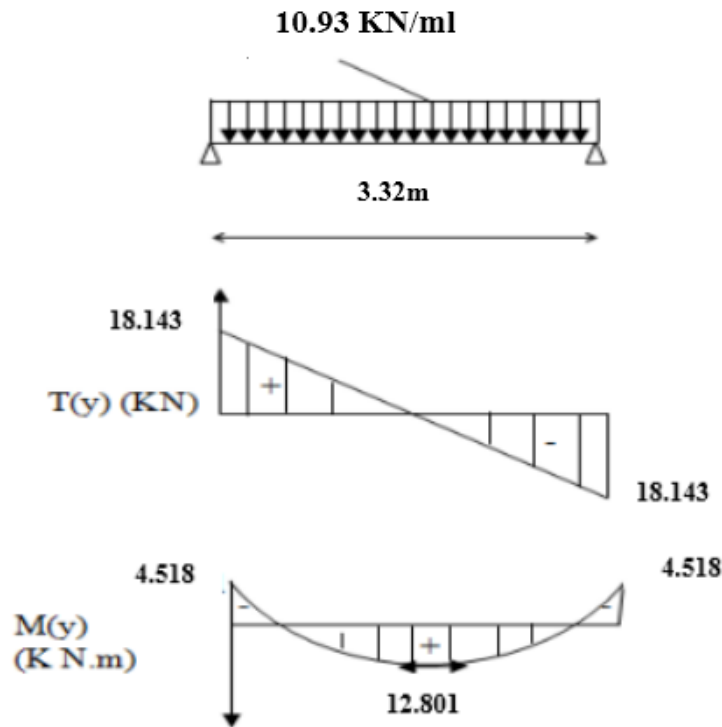


Fig. III.46 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

2) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 / Art. A.4.5, 2) [1]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Aux appuis :

$$M_a = -4.518 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 27} = 0,350$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.518 \times 10^6}{0,908 \times 270 \times 236} = 78,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{78,08}{39,88} = 1,95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

-En travée :

$$M_s = 12.801 \text{ KN.m} \text{ et } A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,894$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{12.801 \times 10^6}{0,894 \times 270 \times 339} = 156.438 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{156.438}{32.03} = 4.884 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33] [1] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 156.438 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] [1] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{332} = 0,090 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,090 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12,801}{10 \times 15.06} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,0050 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

En travée : 3HA12

Aux appuis : 3HA10

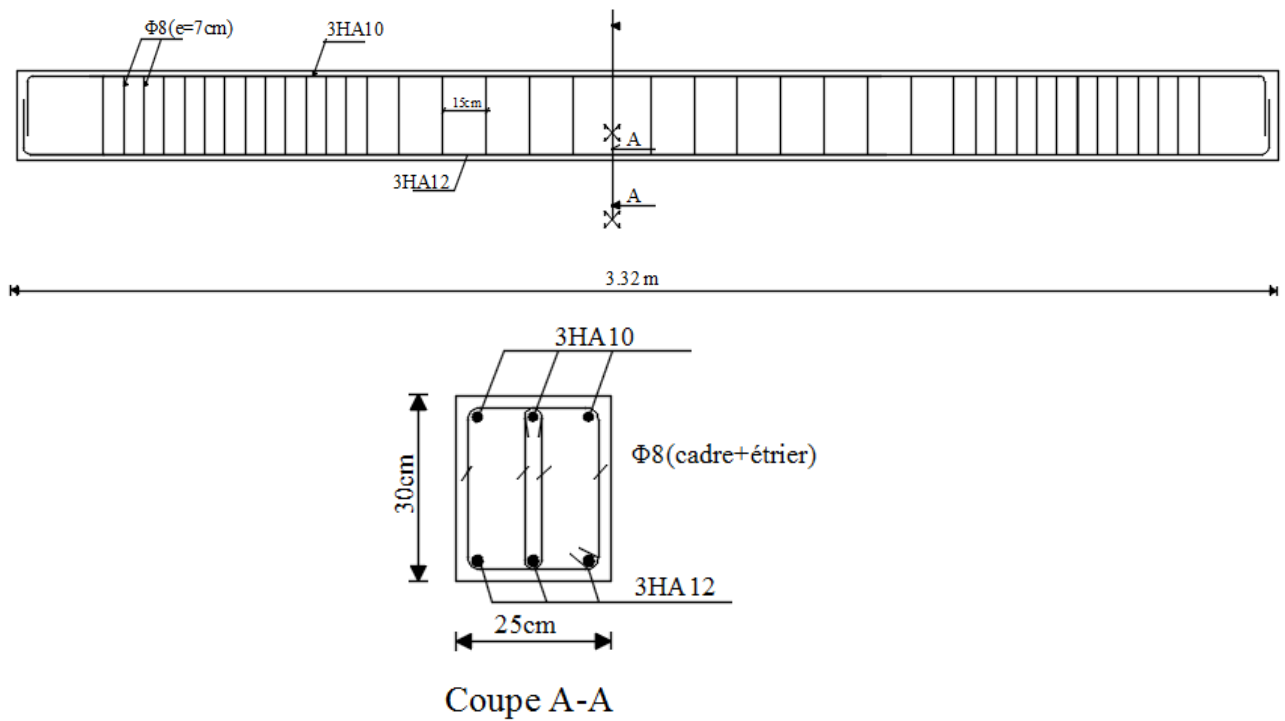


Figure III.47 : Ferrailage de la poutre chaînage.

IV.1.Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4refends à celle des portiques pour) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte deleur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min(\bar{h} + 1/2h_{poteau}, h_0)$$

$$l_c = \min (l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$$

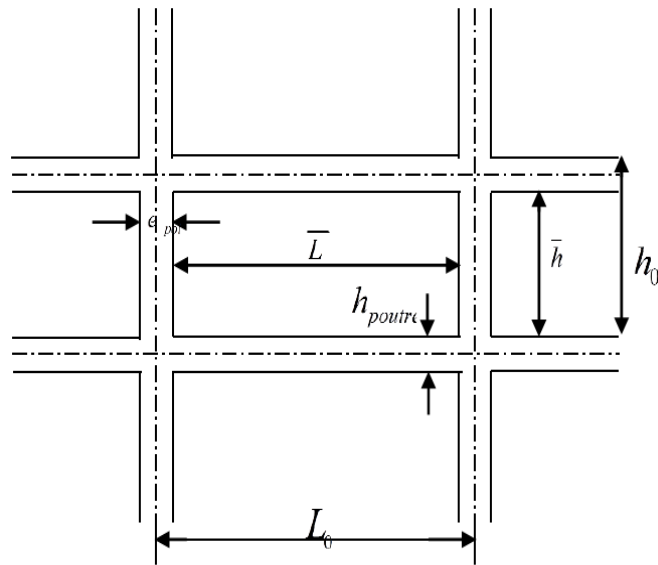
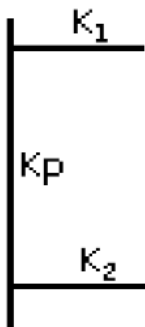


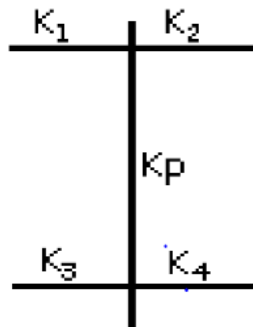
Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

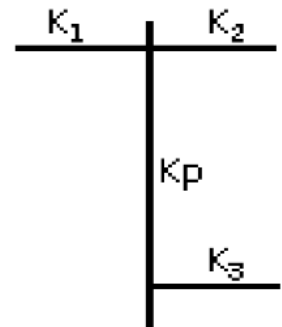
➤ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

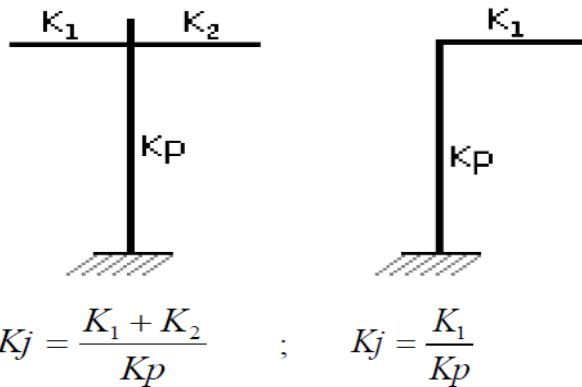


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Niveau RDC :



IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (aij) :

- 1^{er} Cas: d'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- 2^{ème}: Premier niveau :

- Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

-

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
9	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
8	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
7	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
6	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
5	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
4	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
3	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
2	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.288
1	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.288
RDC	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.288
Entre Sol	45	45	341718.75	408	35	273	45	395.5	864.017

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

- Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y) :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
9	35	35	125052.083	306	40	266	35	283.5	441.100
8	35	35	125052.083	306	40	266	35	283.5	441.100
7	35	35	125052.083	306	40	266	35	283.5	441.100
6	40	40	213333.333	306	40	266	40	286	745.920
5	40	40	213333.333	306	40	266	40	286	745.920
4	40	40	213333.333	306	40	266	40	286	745.920
3	40	40	213333.333	306	40	266	40	286	745.920
2	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.467
1	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.467
RDC	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.467
Entre Sol	45	45	341718.75	408	40	368	45	390.5	875.08

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (x-x) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm 3)
7 ^{ème} ,8 ^{ème} , 9 ^{ème}	1_2	30	40	160000	360	30	330	40	350	457.14
	2_3	30	40	160000	315	30	285	40	305	524.59
	3_4	30	40	160000	339	30	309	40	329	486.32
	4_5	30	40	160000	444	30	314	40	334	479.04
	5_6	30	40	160000	280	30	250	40	270	892.59
	6_7	30	40	160000	357	30	327	40	347	461.09
3 ^{ème} ,4 ^{ème} , 5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1_2	30	40	160000	360	35	325	40	345	463.77
	2_3	30	40	160000	315	35	280	40	300	533.33
	3_4	30	40	160000	339	35	304	40	324	493.82
	4_5	30	40	160000	444	35	409	40	429	327.96
	5_6	30	40	160000	280	35	245	40	285	603.77
	6_7	30	40	160000	357	35	322	40	342	467.836
1 ^{ème} ,2 ^{ème} , RDC Entre Sol	1_2	30	40	160000	360	40	320	40	340	470.51
	2_3	30	40	160000	315	40	275	40	295	524.37
	3_4	30	40	160000	339	40	299	40	319	501.56
	4_5	30	40	160000	444	40	404	40	424	377.35
	5_6	30	40	160000	280	40	220	40	260	615.38
	6_7	30	40	160000	357	40	317	40	237	675.1

Tableau IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (y-y) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm 3)
7 ^{ème} ,8 ^{ème} , 9 ^{ème}	A_B	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.82
	B_C	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.82
	C_D	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.82
	D_E	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.82
3 ^{ème} ,4 ^{ème} , 5 ^{ème} ,6 ^{ème}	A_B	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	379.42
	B_C	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	379.42
	C_D	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	379.42
	D_E	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	379.42
1 ^{ème} ,2 ^{ème} , RDC Entre Sol	A_B	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	386.26
	B_C	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	386.26
	C_D	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	386.26
	D_E	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	386.26

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

IV.3. Rigidité relative par portique :

➤ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

- Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Niveau	travées	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	k'	a_{ij}	E	hc	Rij x	Rij x
7ème,8ème, 9ème étage	1_2	457.14	1	433.456	1.054	0.341	32164.2	288.5	69816.4573	460713.044
	2_3	524.59	2	433.456	1.2	0.373	32164.2	288.5	76276.3948	
	3_4	486.32	3	433.456	1.12	0.355	32164.2	288.5	72689.2862	
	4_5	479.04	4	433.456	1.1051	0.352	32164.2	288.5	71984.0867	
	5_6	892.59	5	433.456	2.05	0.503	32164.2	288.5	102873.7252	
	6_7	461.09	6	433.456	1.063	0.180	32164.2	288.5	70212.6467	
3ème,4ème, 5ème,6ème étage	1_2	463.76	1	733.104	0.632	0.240	32164.2	291	80292.8346	492973.616
	2_3	533.33	2	733.104	0.727	0.262	32164.2	291	89125.0263	
	3_4	493.82	3	733.104	0.673	0.252	32164.2	291	61078.9247	
	4_5	327.96	4	733.104	0.447	0.183	32164.2	291	61078.9247	
	5_6	603.77	5	733.104	0.823	0.292	32164.2	291	97462.984	
	6_7	467.836	6	733.104	0.638	0.242	32164.2	291	80827.8262	
1ème,2ème, RDC	1_2	470.58	1	1164.288	0.404	0.168	32164.2	293.5	87701.0055	575080.839
	2_3	424.37	2	1164.288	0.364	0.184	32164.2	293.5	95883.1947	
	3_4	501.56	3	1164.288	0.430	0.177	32164.2	293.5	92484.4651	
	4_5	377.35	4	1164.288	0.324	0.139	32164.2	293.5	72748.9365	
	5_6	615.38	5	1164.288	0.528	0.209	32164.2	293.5	109046.1339	
	6_7	675.1	6	1164.288	0.579	0.225	32164.2	293.5	117250.1032	
Entre Sol	1_2	470.58	1	864.017	0.544	0.411	32164.2	395.5	87523.3876	542782.297
	2_3	424.37	2	864.017	0.491	0.425	32164.2	395.5	90524.6441	
	3_4	501.5	3	864.017	0.580	0.419	32164.2	395.5	89269.6258	
	4_5	377.35	4	864.017	0.436	0.384	32164.2	395.5	81958.2970	
	5_6	615.38	5	864.017	0.712	0.447	32164.2	395.5	95287.3421	
	6_7	675.1	6	864.017	0.781	0.461	32164.2	395.5	95219.125	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

• **Rigidités des portiques suivant (Y-Y)**

Niveau	travées	K poutre	poteau	K poteau	k'	aij	E	hc	Rij y	Rij y
7ème,8ème, 9ème étage	A_B	372.82	A	441.100	0.845	0.297	32164.20	283.5	629.2649	2517.059
	B_C	372.82	B	441.100	0.845	0.297	32164.20	283.5	629.2649	
	C_D	372.82	C	441.100	0.845	0.297	32164.20	283.5	629.2649	
	D_E	372.82	D	441.100	0.845	0.297	32164.20	283.5	629.2649	
3ème,4ème, 5ème,6ème étage	A_B	379.420	A	745.92	0.509	0.230	32164.20	286	713.6447	2854.6986
	B_C	379.420	B	745.92	0.509	0.230	32164.20	286	713.6447	
	C_D	379.420	C	745.92	0.509	0.230	32164.20	286	713.6447	
	D_E	379.420	D	745.92	0.509	0.230	32164.20	286	713.6447	
1ème,2ème, RDC	A_B	386.260	A	1184.467	0.326	0.140	32164.20	288.5	770.0393	3080.1517
	B_C	386.260	B	1184.467	0.326	0.140	32164.20	288.5	770.0393	
	C_D	386.260	C	1184.467	0.326	0.140	32164.20	288.5	770.0393	
	D_E	386.260	D	1184.467	0.326	0.140	32164.20	288.5	770.0393	
Entre Sol	A_B	386.260	A	875.08	0.441	0.386	32164.20	390.5	854.0727	3416.2908
	B_C	386.260	B	875.08	0.441	0.386	32164.20	390.5	854.0727	
	C_D	386.260	C	875.08	0.441	0.386	32164.20	390.5	854.0727	
	D_E	386.260	D	875.08	0.441	0.386	32164.20	390.5	854.0727	

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV.4.Calcul des inerties des voiles :

IV.4.1.Caractéristiques géométriques des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous N'aurons donc à calculer que les refends pleins.


IV.4.2.Calcul des inerties des refends pleins :

a) **Les refends longitudinaux:**

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e l^3}{12} \\ I_x &= \frac{1 e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refendstransversaux:

$I_x = \frac{el^3}{12}$
 $I_y = \frac{le^3}{12}$


 On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

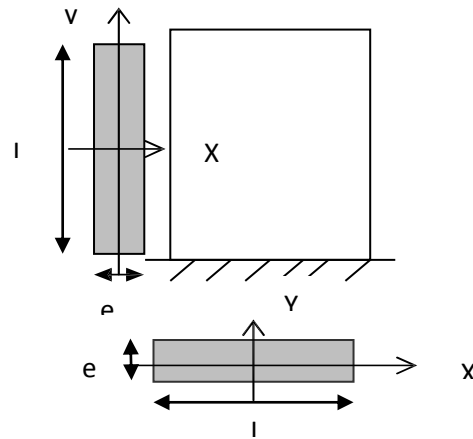


Fig.IV.2. Vue en plan et en coupe des refends

- Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont données dans les tableaux ci-dessous:
- ❖ **Sens longitudinal :**

Niveau	voiles	Li(m)	ei(m)	I(m ⁴)	I(m ⁴) Totale	I(m ⁴)Niveau
Entre Sol jusqu'au 9ème étage	VL1	1.5	0.2	0.0562	0.437	3.938
	VL2	1.2	0.2	0.0288		
	VL3	1.2	0.2	0.0288		
	VL4	1.8	0.2	0.0972		
	VL5	1	0.2	0.0166		
	VL6	1	0.2	0.0166		
	VL7	1.2	0.2	0.0288		
	VL8	1.2	0.2	0.0288		
	VL9	1.5	0.2	0.0562		

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

Niveau	Voiles	Li(m)	e(m)	I(m ⁴)	I(m ⁴) Totale	I(m ⁴) Niveau
Entre Sol jusqu'au 9ème étage	VT1	3	0.2	0.45	2.02766	16.221
	VT2	3	0.2	0.45		
	VT3	1.8	0.2	0.0972		
	VT4	1.8	0.2	0.0972		
	VT5	1	0.2	0.0166		
	VT6	1	0.2	0.0166		
	VT7	3	0.2	0.45		
	VT8	3	0.2	0.45		

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

IV.5.Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV.5.1.Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.5.2.Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1m^4$, soumis au même système de Forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la Méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

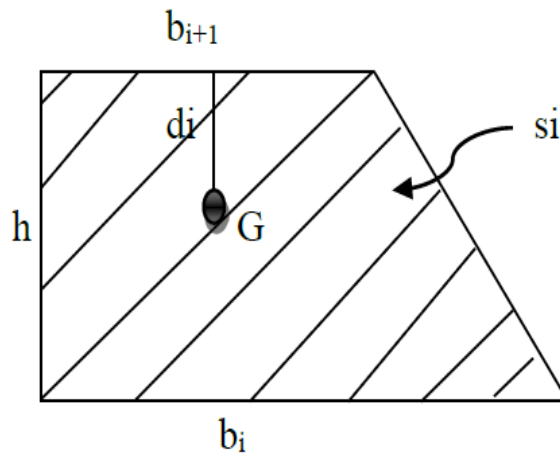


Figure IV.3 : Schéma d'un trapèze.

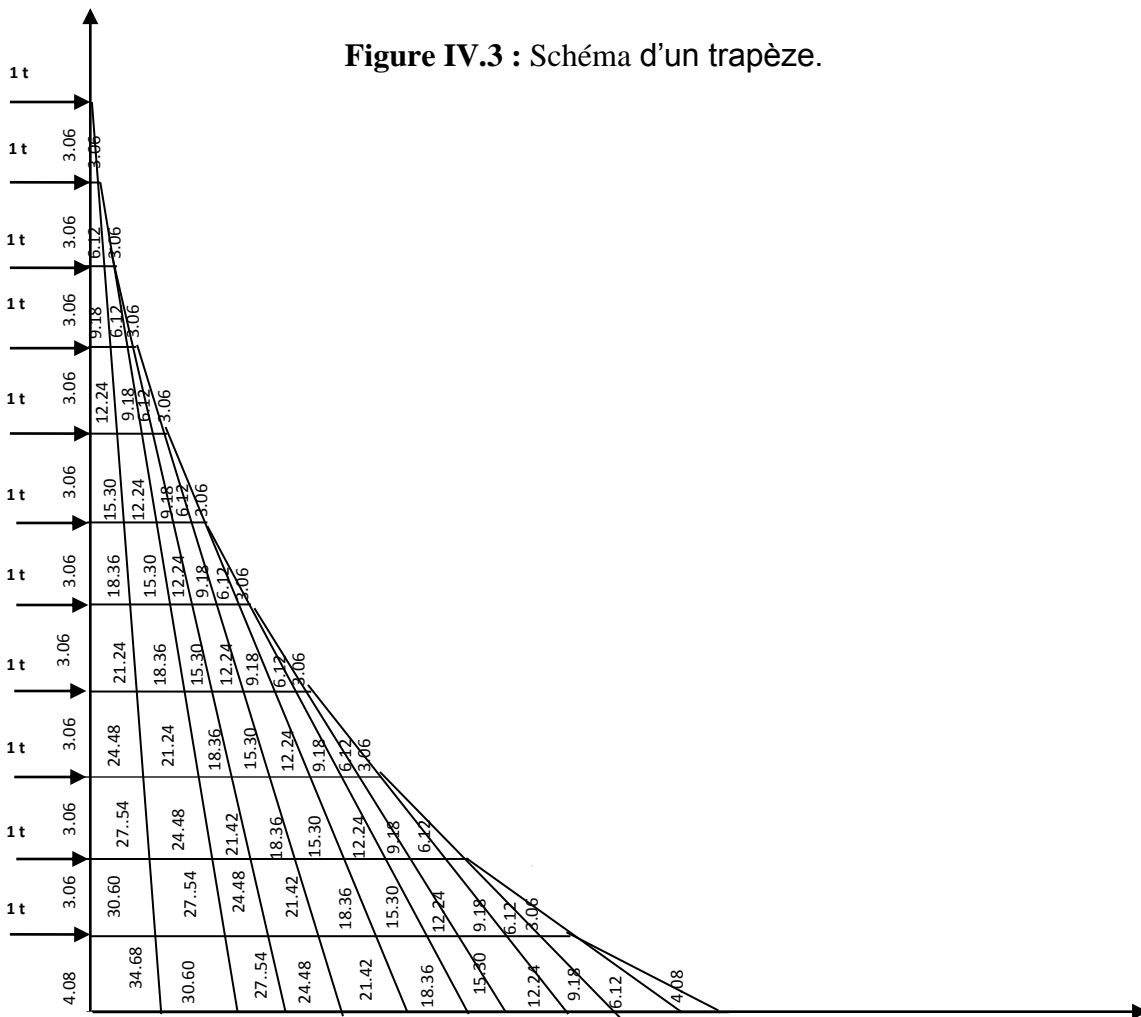


Figure IV.4: Diagramme des moments des aires

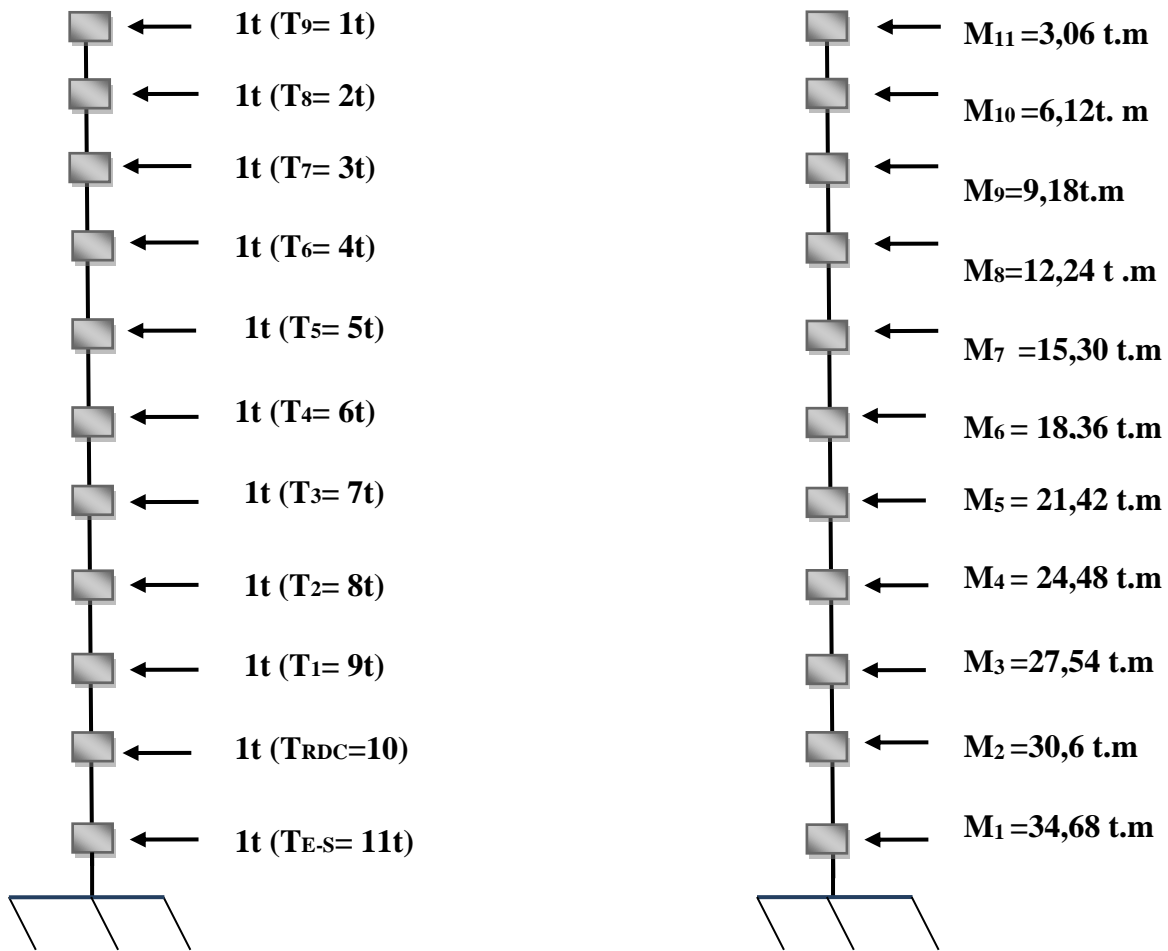


Figure IV.5 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	B_i	B_{i+1}	S_i (m*m)	d_i	$S_i d_i$	fix EI
9	3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.55	4478.711
8	3.06	9.18	3.06	18.73	1.79	33.43	4469.161
7	3.06	18.36	9.18	42.14	1.7	71.63	4435.731
6	3.06	30.6	18.36	74.91	1.66	124.16	4364.101
5	3.06	45.9	30.6	117.05	1.63	191.02	4239.941
4	3.06	64.26	45.9	168.54	1.62	272.2	4048.921
3	3.06	85.68	64.26	229.41	1.60	367.71	3776.721
2	3.06	110.16	85.68	299.64	1.59	477.54	3409.011
1	3.06	137.7	110.16	379.23	1.59	601.19	2931.471
RDC	3.06	168.3	137.7	468.18	1.58	739.72	2330.281
Entre sol	4.08	202.98	168.3	757.41	2.1	1590.561	1590.561

Tableau IV.9 : Donnant les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV.5.3. Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

$$\text{Avec : } Mn = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

- Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

Niveau	H	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	E_{en}	$E_{\psi n}$	$E_{\Delta n}$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	E_{fn}	I_{en}
9	3.06	0.00182504	0.001125	3.06	0	0.00014344	139.723252	427.553151	9394.66052	65966.07	8.02165528
8	3.06	0.00182504	0.001125	6.12	3.06	0.00043031	175.167773	536.013384	8967.10737	56571.41	7.30876879
7	3.06	0.00182504	0.001125	9.18	6.12	0.00071719	256.496745	784.880039	8431.09398	47604.30	6.64627792
6	3.06	0.0029825	0.001155	12.24	9.18	0.00100406	341.99567	1046.50675	7646.21394	39173.21	5.964693
5	3.06	0.0029825	0.001155	15.3	12.24	0.00131274	427.494599	1308.13347	6959.74466	31526.99	4.5299064
4	3.06	0.0029825	0.001155	18.36	15.3	0.00160446	512.993518	1569.76017	6371.68612	24567.25	3.85569012
3	3.06	0.0029825	0.001155	21.42	18.36	0.00189618	353.817725	1082.68224	5882.03835	18195.56	3.09341082
2	3.06	0.006045	0.001173	24.48	21.42	0.00223652	344.50204	1229.87228	6239.506	12313.52	2.97347718
1	3.06	0.006045	0.001173	27.54	24.48	0.00267069	345.406625	1323.5251	6232.01672	11074.02	1.9512
RDC	3.06	0.006045	0.001173	30.6	27.54	0.00165577	365.2514	1350.2514	6120.2145	9154.562	1.5523
Entre Sol	4.08	0.0070135	0.002108	34.68	30.6	0.00366655	348.14521	1409.25903	6074.01672	6074.02	1

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveau	H	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	Mn	Mn+1	E _{0n}	E _{ψn}	E _{Δn}	D _n = $\Sigma \Delta_n$	E _{fn}	I _{en}
9	3.06	0.001672	0.001181	3.06	0	0.00015062	117.659302	360.037465	11158.2278	65723.98	4.8902
8	3.06	0.001672	0.001181	6.12	3.06	0.00045185	235.318605	720.074931	10798.1904	54565.75	3.9254
7	3.06	0.001672	0.001181	9.18	6.12	0.00075309	352.977907	1080.1124	10078.1154	43767.56	2.7428
6	3.06	0.003665	0.001200	12.24	9.18	0.00105433	470.637221	1440.1499	8998.00304	33689.44	2.6441
5	3.06	0.003665	0.001200	15.3	12.24	0.00137812	347.837582	1064.383	7557.85315	24691.44	1.6386
4	3.06	0.003665	0.001200	18.36	15.3	0.00168437	417.405098	1277.2596	6493.47015	17133.59	1.4670
3	3.06	0.003665	0.001200	21.42	18.36	0.00199062	486.97264	1490.13628	5216.21054	10640.12	0.5557
2	3.06	0.005821	0.001221	24.48	21.42	0.00234792	568.134792	2028.24121	3726.07427	5423.91	0.098
1	3.06	0.005821	0.001221	27.54	24.48	0.00280336	416.135554	1697.83306	2046.1828	3698.83	0.085
RDC	3.06	0.005821	0.001221	30.6	27.54	0.00283322	420.321542	1669.23154	2113.5462	2435.2351	0.0514
Entre Sol	4.08	0.003024	0.004281	34.68	30.6	0.00285411	421.023154	1700.21245	1925.2145	21325.21	0.0361

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Niveau	I _{en}
9	8.02165528
8	7.30876879
7	6.64627792
6	5.964693
5	4.5299064
4	3.8556690
3	3.0934108
2	2.9734771
1	1.9512
RDC	1.5523
Entre Sol	1
SOMME	45.8973795
MOYENNE	4.17248917

Tableau IV.12 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).

Niveau	Ien
9	4.8902
8	3.9254
7	2.7428
6	2.6441
5	1.6386
4	1.4670
3	0.5557
2	0.098
1	0.085
RDC	0.0514
Entre Sol	0.0361
SOMME	18.1343
MOYENNE	1.64

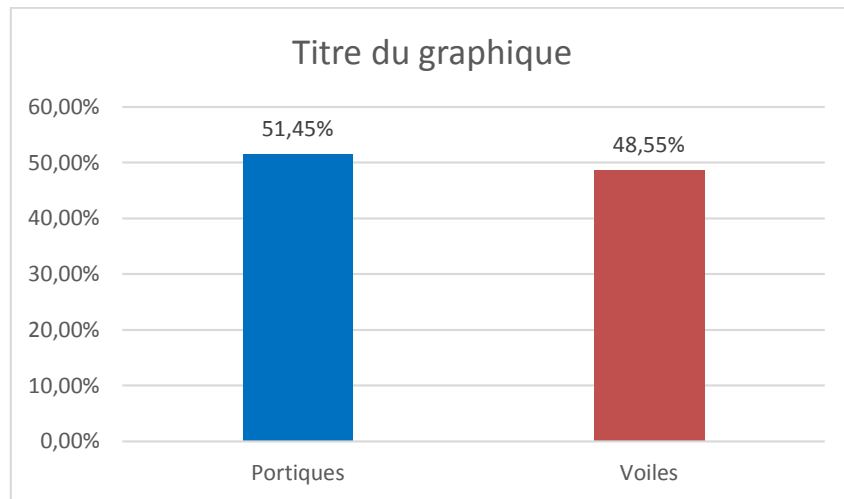
Tableau IV.13 : Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).

IV.6.:Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- **Sens longitudinal:**

	Inertie (m⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	4.1724	51.445
Voiles	3.938	48.554
Portiques+Voiles	8.1104	100

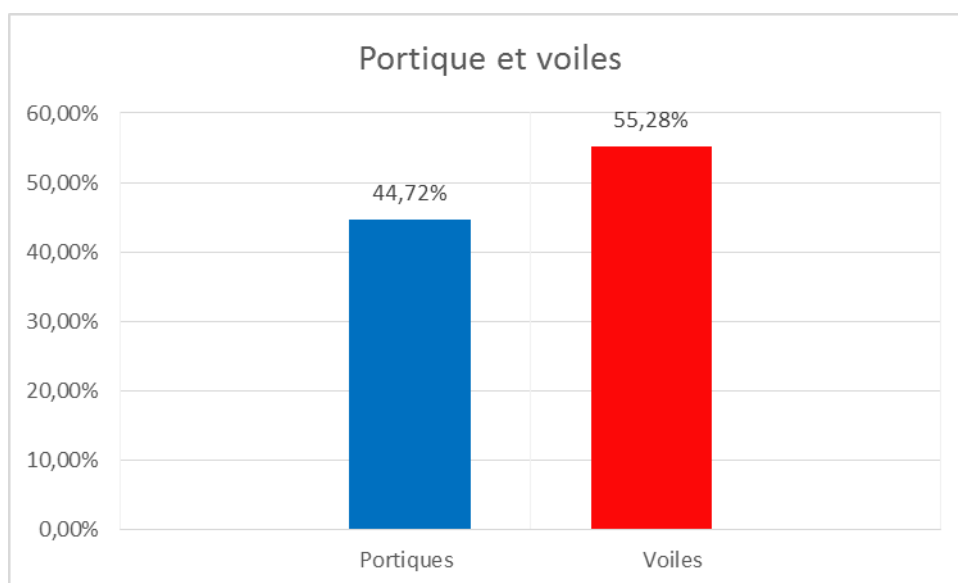
Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal



- Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	1.64	44.72
Voiles	2.02766	55.28
Portiques + Voiles	3.667	100

Tableau IV.15: Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal



IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.24 + 1.5 = 6,74 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau $S_p = 4.4 \times 3 = 13.2 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :
 $S_t = L_x \times L_y = (20.95 \times 12) = 251.4 \text{ m}^2$

- La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 251.4 \times 6,74 = 1694.436 \text{ KN}$$

- La charge vertical totale d'un panneau :

$$Ch_{v \text{ t panneau}} = S_p \times G_t = 13.2 \times 6.74 = 88.968 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = \frac{88.968}{2} = 44.484 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{t \text{ r voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 6 = 44.484 \times 6 = 266.904 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{v \text{ t plancher}} = 1694.436 \text{ KN} \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{t \text{ r voiles}} = 266.904 \text{ KN} \longrightarrow X \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{266.904 \times 100}{1694.436} = 15.75\%$$

Conclusion :

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5,(R=5).

V.1. INTRODUCTION

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

V.2. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la Méthode dynamique qui regroupe :
 - la méthode d'analyse modale spectrale
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3. Vérification des conditions d'application de la méthode statique Equivalente

Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$H \leq 65\text{m}$ en zone I et IIa. → CV

b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés réguliers plan et en élévation.

→ CNV

c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. → CNV

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

• Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

V.4. Modélisation de la structure

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version 9.6.0. En considérant : 11 niveaux (entre-sol + RDC + 9 étages courants) encastree à la base et réalisée sur un Modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments **non structuraux** sont introduits **comme charges** (escaliers, acrotère ...).

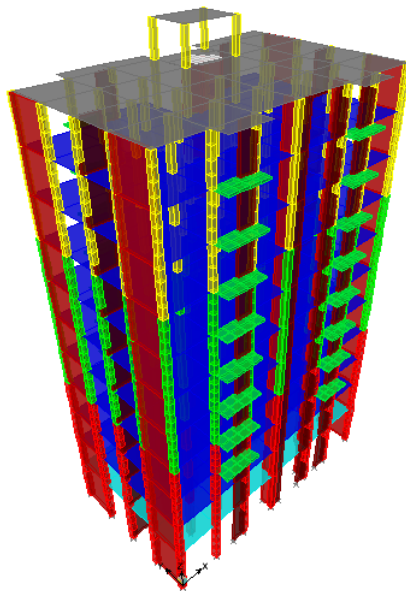


Figure V-1 Vue en 3D de la structure

V.5. Etapes de modélisation

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX, EY et E45**.
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (**Sa/g**) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

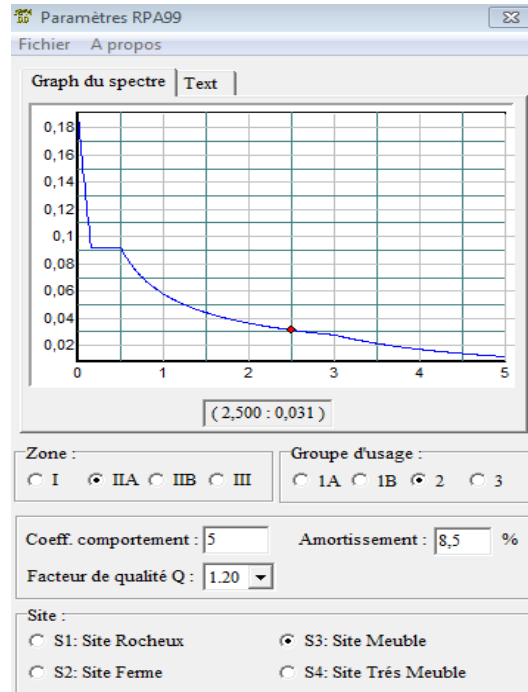


Figure V-2 : Interface d'introduction du spectre

6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $G + Q$ (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse - source**)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.6. Vérifications selon les exigences du RPA

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

V.6.1 Vérification de la période :

a). Calcul de la période empirique :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot h_N^{(3/4)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 34,68\text{m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6(RPA).

- Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé
 $C_T = 0.05$

D'où :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 34,68^{(3/4)} = 0.714\text{s}$$

b). Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{emp}} = 1.3 \times T_{\text{emp}} = 0.938 \text{ s}$$

c). Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement

ci-après :

Display show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS modal information Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... OK OK.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
	1	0,906648	0,0181	69,9119	0,0000	0,0181	69,9119
	2	0,786879	74,0004	0,0211	0,0000	74,0185	69,9331
▶	3	0,665923	2,3230	0,0006	0,0000	76,3415	69,9337
	4	0,243383	12,8197	0,0005	0,0000	89,1611	69,9342
	5	0,230635	0,0001	16,6866	0,0000	89,1612	86,6208
	6	0,174089	0,1424	0,0003	0,0000	89,3036	86,6211
	7	0,126173	4,6134	0,0003	0,0000	93,9170	86,6214
	8	0,107883	0,0011	2,1854	0,0000	93,9181	88,8067
	9	0,098698	0,2684	0,0054	0,0000	94,1865	88,8122
	10	0,095648	0,0005	0,0000	0,0000	94,1870	88,8122
	11	0,094099	0,0003	4,3875	0,0000	94,1873	93,1997

Figure V-3 : Justification de la période

➤ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée $T = 0,714$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,928$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,906$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). → **La période est vérifiée.**

V.6.2. Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003)

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0,906648	0,0181	69,9119
2	0,786879	74,0185	69,9331
3	0,665923	76,3415	69,9337
4	0,243383	89,1611	69,9342
5	0,230635	89,1612	86,6208
6	0,174089	89,3036	86,6211
7	0,126173	93,9170	86,6214
8	0,107883	93,9181	88,8067
9	0,098698	94,1865	88,8122
10	0,095648	94,1870	88,8122
11	0,094099	94,1873	93,1997

Figure V-4 : Justification de les masses participantes

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 11^{ème} mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 11^{ème} mode.

V.6.3 . Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_i obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad (\text{article 4.2.3 du RPA})$$

➤ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V.1: Récapitulatif des valeurs de A

Pour notre cas on a :

– Zone sismique : **IIa**
 – Groupe d'usage : **2** } → **A = 0.15**

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s \leq T_{etabs}=0.906 \text{ s} \leq 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.816$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 8,5 \%$$

$$\eta = 0.81 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.906}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.373$$

- Poids total de la structure : $W_T = 33467,4 \text{ kN}$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ R = 5 \\ Q = 1.2 \\ D = 1.373 \\ W_T = 33467,45 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.373 \times 1.2}{5} \times 33467,45 = 1654,23 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 1842,51 \text{ kN}$$

$$V_y = 1636,62 \text{ kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x_{\text{dyn}}} = 1842,51 \text{ kN} > 80\% V_{x_{\text{calculé}}} = 1323,384 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{y_{\text{dyn}}} = 1636,62 \text{ kN} > 80\% V_{y_{\text{calculé}}} = 1323,384 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant a la base est vérifié.

V.6.4. Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99version2003art 7.4.3)

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

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 1270,46 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1270,46}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,25 < 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.6.5. Vérification des déplacements inter étage :

➤ **Le déplacement horizontal (art 4.43) :**

À chaque niveau « k » de la structure il est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4.43). $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$

Avec : δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{k adm} = 1.0\% (h_j).$$

Avec : h_j : hauteur d'étage (j).

NIVEAU	Sens x-x						Sens y-y					
	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\Delta_{k adm}$	obs	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	$\Delta_{k adm}$	obs
ET9-1	0,0157	5	0,0785	0,0025	0,025	Cv	0,0216	5	0,108	0,0095	0,0025	Cv
ET9	0,0152	5	0,0760	0,004	0,0306	Cv	0,0197	5	0,0985	0,0095	0,0306	Cv
ET8	0,0144	5	0,072	0,0055	0,0306	Cv	0,0178	5	0,089	0,01	0,0306	Cv
ET7	0,0133	5	0,0665	0,0065	0,0306	Cv	0,0158	5	0,079	0,0105	0,0306	Cv
ET6	0,012	5	0,06	0,007	0,0306	Cv	0,0137	5	0,0685	0,0105	0,0306	Cv
ET5	0,0106	5	0,053	0,0075	0,0306	Cv	0,0116	5	0,058	0,0105	0,0306	Cv
ET4	0,0091	5	0,045	0,0085	0,0306	Cv	0,0095	5	0,0475	0,011	0,0306	Cv
ET3	0,0074	5	0,037	0,0085	0,0306	Cv	0,0073	5	0,0365	0,010	0,0306	Cv
ET2	0,0057	5	0,0285	0,0085	0,0306	Cv	0,0053	5	0,0265	0,009	0,0306	Cv
ET1	0,004	5	0,020	0,008	0,0306	Cv	0,0035	5	0,0175	0,008	0,0306	Cv
RDC	0,0024	5	0,012	0,007	0,0306	Cv	0,0019	5	0,0095	0,006	0,0306	Cv
E.SOL	0,001	5	0,005	0,005	0,0306	Cv	0,0007	5	0,0035	0,0035	0,0306	Cv

Tableau V.2: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

V.6.6. Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P-Δ) :

Niveau	P _k (KN)	H _k (m)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _x (m)	V _x (KN)	θ _x	Δ _y (m)	V _y (KN)	θ _y
ET9-1	179,16	2,5	0,0025	25,15	0,007	0,0095	36,89	0,018
ET9	3225,72	3,06	0,004	365,14	0,0115	0,0095	374,62	0,026
ET8	2866,2	3,06	0,0055	620,35	0,008	0,01	616,53	0,015
ET7	2866,2	3,06	0,0065	850,28	0,007	0,0105	810,83	0,015
ET6	2972,9	3,06	0,007	1054,45	0,006	0,0105	977,6	0,009
ET5	2972,9	3,06	0,0075	1236,07	0,005	0,0105	1122,83	0,0085
ET4	2972,9	3,06	0,0085	1394,26	0,0059	0,011	1249,61	0,007
ET3	2972,9	3,06	0,0085	1530,42	0,0053	0,010	1360,62	0,0062
ET2	3086,7	3,06	0,0085	1646,18	0,0052	0,009	1456,48	0,0052
ET1	3086,7	3,06	0,008	1739,67	0,0046	0,008	1535,74	0,0035
RDC	2913,66	3,06	0,007	1802,71	0,0036	0,006	1593,3	0,0017
E.SOL	3351,5	4,08	0,005	1842,51	0,0022	0,0035	1636,62	0,01

Tableau: V.3: Vérification de l'effet P-Delta .

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- la période est vérifié.
- la participation de la masse modale est vérifié.
- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.2 : Ferraillage des poutres :**VI.2.1. Introduction :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- ✓ $G+Q$à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

VI.2.2.Recommandations du RPA99/ version 2003 :**a)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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4%**en zone courante
 - **6%**en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de **:40 Ø en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	30x40	6	48	72
Poutre secondaire	30x35	5,25	42	63

b). Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t < \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm ²)	Localisation	Combinaison	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	30x40	Appui	G+Q±E	-125,703	-143,94
		Travée	ELU	70,827	82,61
Poutre secondaire	30x35	Appui	G+Q±E	-89,764	-84,45
		Travée	ELU	38,674	50,65

VI.2.3. Calcul des armatures :

VII.2.3.1. Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Les étapes de calcul:**

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μ_l »**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

✓ 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

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

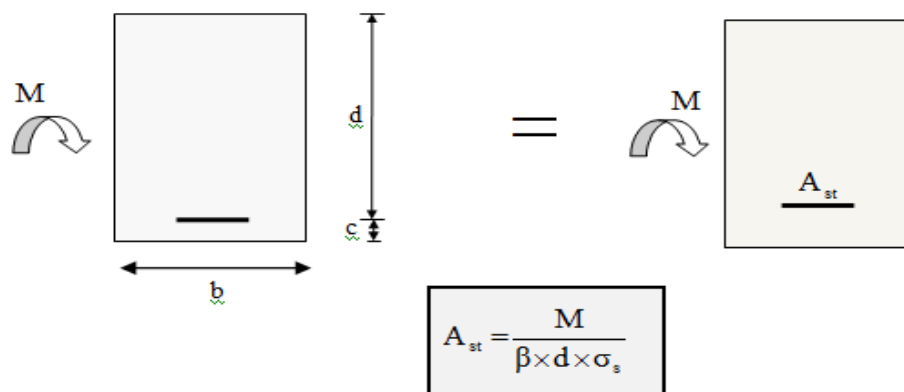


Figure VI.3 : Disposition des armatures tendus S.S.A

2 eme cas : $\mu \geq \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

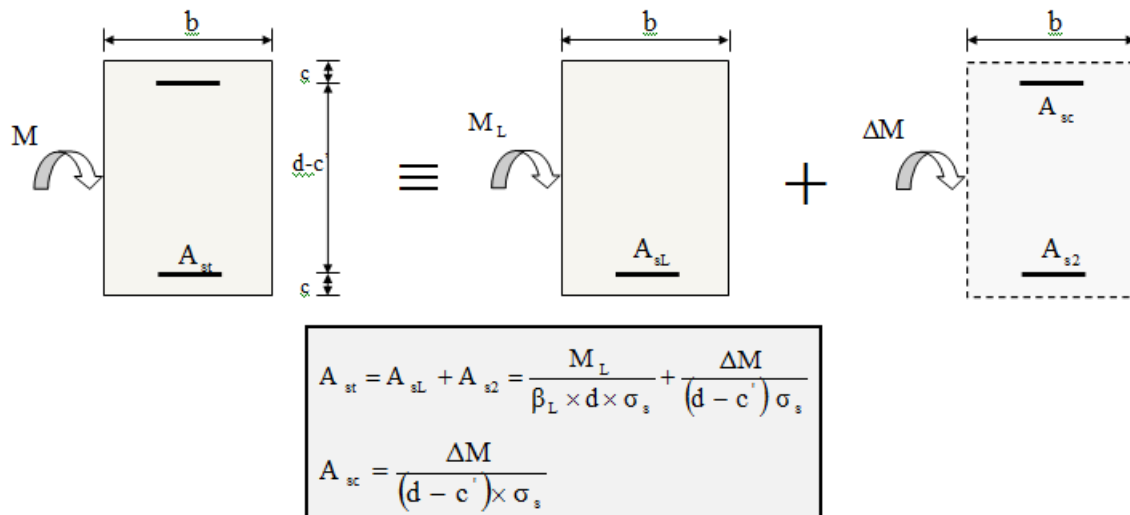


Figure VI.4 :Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **Ferrailage**

a) **Poutre principales :**

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{125,703 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,216$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_{s'} = 0$)

$$\mu = 0,216 \rightarrow \beta = 0,877$$

$$A_s = \frac{125,703 \times 10^6}{0,877 \times 370 \times 348} = 11,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA16(fil)+3HA16(chap) = 12,06 cm².

▪ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{70,827 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,122$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_{s'} = 0$)

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_s = \frac{70,827 \times 10^6}{0,935 \times 370 \times 348} = 5,88 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA16 = 6,03 cm².

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
Aux appuis	-125,703	0,216	SSA	0,877	11,13	3HA16(fil) + 3HA16(chap)	12,06
En travée	70,827	0,122	SSA	0,935	5,88	3HA16(fil)	6,03

Tableau VI.8 : ferraillage des poutres principales

b) Poutre secondaires :▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{89,764 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,206$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (As' = 0)}$$

$$\mu = 0,206 \rightarrow \beta = 0,883$$

$$A_s = \frac{89,764 \times 10^6}{0,883 \times 320 \times 348} = 9,12 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA14(fil)+3HA14(chap) = 9.24 cm².

▪ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38,674 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,088$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (As' = 0)}$$

$$\mu = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_s = \frac{38,674 \times 10^6}{0,954 \times 320 \times 348} = 3,63 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm².

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
Aux appuis	-89,764	0,206	SSA	0,883	9,12	3HA14(fil) + 3HA14(chap)	9.24
En travée	38,674	0,088	SSA	0,954	3,63	3HA14(fil)	4,62

Tableau VI.9 : ferraillage des poutres secondaires

VI.2.3.2. Calcul des armatures transversales:

- **Poutres principales**

. Espacement maximum entre les armatures transversales

. **Zone nodale** : $S_{Max}^t \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(40/4, 12 \times 16) \Rightarrow S^t = 10 \text{ cm.}$

. **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S^t = 15 \text{ cm.}$

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$

. **Zone courante** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4\text{HA } 8 \text{ (2 cadres de } \varphi 8) = 2,01 \text{ cm}^2.$

- **Poutres secondaires**

. Espacement maximum entre les armatures transversales

. **Zone nodale** : $S_{Max}^t \leq \min(h/4, 12 \varphi) = \min(35/4, 12 \times 16) = \Rightarrow S^t = 10 \text{ cm.}$

. **Zone courante** : $S^t \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S^t = 15 \text{ cm.}$

D'où :

. **Zone nodale** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2.$

. **Zone courante** : $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

- **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2 \cdot h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

. **Poutres principales** : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$

. **Poutres secondaires** : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

VI.2.4: Vérifications à l'ELU :**a. Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) [14]**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

. **Poutres principales** : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$.

. **Poutres secondaires** : $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$.

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{\min} , donc, la condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art. 5.1,211) [14]

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d}$$

. **Poutres principales** : $\tau_u = \frac{143,94 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

. **Poutres secondaires** : $\tau_u = \frac{84,45 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 0,879 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Influence de l'effort tranchant

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]**

$$A_{\text{st adopté}} > A_{\text{st ancrer}} = \frac{\gamma_s \cdot V_u^{\max}}{f_e}$$

. **Poutres principales** : $\frac{1,15 \times 143,94 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 4,138 \text{ cm}^2 < A_{\text{st adopté}} = 12,06 \text{ cm}^2$.

. **Poutres secondaires** : $\frac{1,15 \times 84,45 \times 10^3}{400 \cdot 10^2} = 2,427 \text{ cm}^2 < A_{\text{st adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2$.

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313) [14]

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa.}$$

. **Poutres principales** : $\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 143,94 \cdot 10^3}{400 \times 0,9 \times 370} = 2,161 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

. **Poutres secondaires** : $\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 84,45 \cdot 10^3}{400 \times 0,9 \times 320} = 1,466 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

d. Vérification de l'adhérence des barres (B)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

. Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

. **Poutres principales** : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 16 = 301,44 \text{ mm.}$

. **Poutres secondaires** : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm.}$

D'où :

. **Poutres principales** : $\tau_{se} = \frac{143,94 \cdot 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,44} = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$

. **Poutres secondaires** : $\tau_{se} = \frac{84,45 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (RPA 99/ Art. 7.5.2.1 [13])

La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en zone II.

D'où :

. Pour les HA 14 : $l_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$.

. Pour les HA 16 : $L_c = 0,4 \times 64 = 25,6 \text{ cm}$.

VI.2.5: Vérification à L'ELS :

a. Etat limite de compression du béton

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

. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$. $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

β_1 et K_1 sont obtenus à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

	Localisation	$M_s \text{ max}$ [kN.m]	A adoptée [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
P.principales	Appuis	51,487	12,06	1,086	0,856	19,72	143,795	6,83	C. Vérifiée
	Travée	25,647	6,03	0,542	0,890	30,45	129,16	4,24	C. Vérifiée
P.secondaires	Appuis	42,750	9.24	0,962	0,862	21,23	167,72	7,9	C. Vérifiée
	Travée	20,093	4.62	0,48	0,895	32,62	151,85	4,65	C. Vérifiée

f

Tableau VI.10: Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres

b. Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**). [14]

c. Etat limite de déformation

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires (Déduite du logiciel ETABS). D'où :

▪ **Poutres principales**

$$f = 0.04 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{444}{500} = 0.88 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

▪ **Poutres secondaires**

$$f = 0.179 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm. La condition est vérifiée}$$

VI.2.5.6. Conclusion

Le ferraillage retenu pour les poutres est résumé dans le tableau suivant :

		Armatures longitudinales	Armatures transversales	Espacement des armatures transversales [cm]	
P.principales	Aux appuis	3HA16 (filantes) + 3HA 16 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En travée	3HA16 (filantes)		Zone courante	15
p.secondaires	Aux appuis	3HA14 (filantes) + 3HA 14 (chapeaux)	2 cadres de $\phi 8$	Zone nodale	10
	En Travée	3HA14 (filantes)		Zone courante	15

Tableau VI.11: Récapitulatif du ferraillage des poutres principales et secondaires

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genres de sollicitations.

VI.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$ } [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)]. [13]

Les 6 combinaisons à prendre en considération sont les suivantes :

- . Effort normal maximal « N » ainsi que les moment « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Effort normal minimal « N » ainsi que les moment « M2 » et « M3 » correspondants.
- . Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

VII.1.1 Recommandations et exigences du RPA :**➤ Combinaisons de calcul :****▪ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferraillage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- *A l'ELU* : $1,35G+1,5Q$
- *A l'ELS* : $G+Q$

▪ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$

- $0,8G \pm E$

• **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets

- le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa).**

-le pourcentage maximal et de : **4 % en zones courantes.**

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de **12mm.**

- la longueur minimale des recouvrements est de : **40 (zone IIa).**

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :**25cm(zoneIIa)**

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version**

2003 sont rapportées dans le tableau suivant:

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
7 ^{ème} ;8 ^{ème} ; 9 ^{ème} ;étage	35x35	9,8	49	73,5
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ;6 ^{ème} étage	40x40	12,8	64	96
E-sol ; RDC ; 1 ^{er} ;2 ^{ème} étage	45x45	16,2	81	121,5

Tableau. VI.1: les sections des armatures longitudinales.

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
E-sol ; RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{ème} étage	45x45	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	-1488,17	4,786
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	616,29	7,088
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-224,62	88,473
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ; 6 ^{ème} étage	40x40	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	-468,03	74,884
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	78,28	2,624
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-69,429	189,16
7 ^{ème} ; 8 ^{ème} ; 9 ^{ème} ; étage	35x35	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$	-365,23	10,749
		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$	38,04	5,676
		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$	-52,1	81,78

Tableau VI.2: Les efforts internes dans les poteaux

VII.1.2: Calcul des armatures :

➤ **Calcul des Armatures longitudinales :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e=M/N$

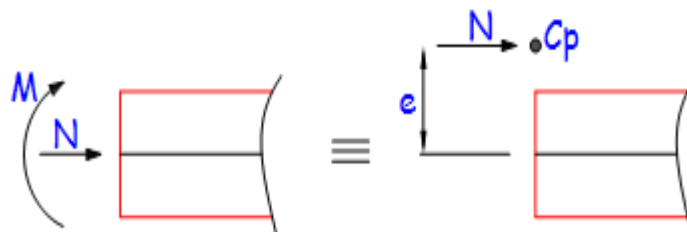


Figure.VI.1 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

VI.1.3.1 Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

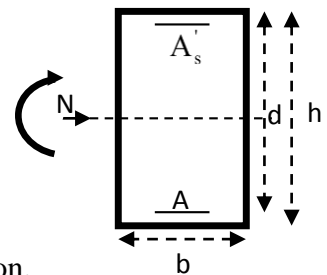
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec } : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ 2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \\ A_s' = A' \end{array} \right.$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ 1er cas :

Si : $N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$A_s > 0$ et $A_s' > 0$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ 2^{eme} cas :

Si : $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi bh.f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

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

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

❖ 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 :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferraillage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1488,17	4,786	SEC	0	0	16,20	20,6	4HA20 + 4HA16
	N _{min} -M _{corr}	616,29	7,088	SEC	0	0	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-224,62	88,473	SPC	0	3,22	16,20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-468,03	74,884	SEC	0	0	12,80	14,2	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	78,28	2,624	SEC	0	0,12	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-69,429	189,16	SPC	0	3,07	12,80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-365,23	10,749	SEC	0	0	9,80	10,68	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	38,04	5,676	SPC	0	0	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-52,1	81,78	SPC	0	3,9	9,80		

Tableau VI.3: Calcul des armatures pour les poteaux

VI.2.2. 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 (Art A8.1.3)

➤ Le diamètre

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$Q_t = QL/3 \text{ (Selon BAEL 91 Art A8.1.3)}$$

$$Q_t = 20/3 = 6,55 \text{ soit } \varnothing 8\text{mm}$$

\varnothing 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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

A_t : armatures transversales

T_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : élancement géométrique du poteau.

St : espacement des armatures transversales :

➤ **Espacement des armatures transversales :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

• **Dans la zone nodale**

$$St \leq \min(10\phi ; 15cm)$$

$$St \leq \min(10 \times 1,2 ; 15cm) = \min(12 ; 15cm) \rightarrow (St = 10 \text{ cm pour zone 1 et } St = 15 \text{ cm pour zone 2 et 3)}$$

• **Dans la zone courante**

$$St \leq 15 \phi$$

$$St \leq 15 \phi = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

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(zone 1)

$St = 15 \text{ cm}$ en zone nodale(zone 2 et 3)

$St = 10 \text{ cm}$ en zone courante

➤ ρ_a coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

• **Calcul d'élancement géométrique :**

(Déjà calculer voir chapitre 2 pages 26)

niveau	Section (cm²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
entre- sol, RDC 1et2 étage	Zone I (45x45)	20,44
3ème ,4ème ,5ème 6ème étage	Zone II (40x40)	28,42
7 ème , 8ème, 9 ème étage	Zone III (35x35)	29,25

$$\lambda g = \frac{l_f}{i} \quad (\text{BAEL 91 Art: B8.4.1})$$

➤ **Poteau (45×45)**

$$\lambda g = 21,985 \text{ et } 16,986 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 20,44$ KN

- **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 20,44 \times 10^3}{450 \times 400} 10 = 0,283 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante** $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 20,44 \times 10^3}{450 \times 400} 10 = 0,283 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau (40×40)**

$$\lambda g = 18,551 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 28,42$ KN

- **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 28,42 \times 10^3}{400 \times 400} 10 = 0,44 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante** $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 28,42 \times 10^3}{400 \times 400} 15 = 0,66 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteau (35×35)**

$$\lambda g = 21,985 \text{ et } 16,986 \rightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 29,25$ KN

- **En zone nodale** : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 29,25 \times 10^3}{350 \times 400} 10 = 0,522 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante** $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{2,5 \times 29,25 \times 10^3}{350 \times 400} 15 = 0,783 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$h' = \text{Max} (he/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm})$ (Art.7.4.2.1)

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

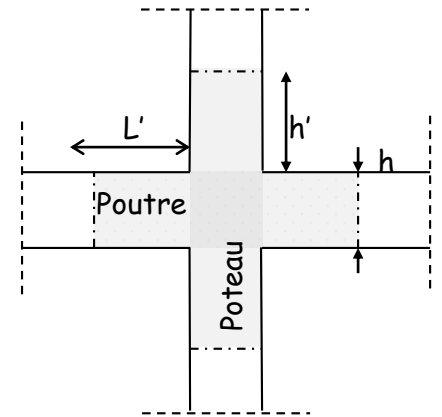


Figure VI.2 Délimitation de la zone nodale

❖ **Poteaux (45 x 45)**

$h' = \text{Max} (he/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{Max} (44,33; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

❖ **Poteaux (40x 40)**

$h' = \text{Max} (he/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{Max} (44,33; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

$h' = \text{max} (he/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} (\frac{306-40}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm})$

$h' = \text{max} (44,33; 50; 50; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$

VII.1.3: Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article 7.4.2.2)

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\text{min}} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

poteau	λ_g	$\frac{A_t}{S_t \times b} = \%$	Zones	$A_t^{\min} =$. $\%$ $S_t \times b_1$	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{choi} (cm ²)	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
45x45	21,985	0,3	nodale	1,35	0,283	4Ø8 = 2.01	Cv
	16,986		courante	1.35	0.283	4Ø8=2.01	
40x40	18,551	0,3	nodale	1,2	0,44	4Ø8 = 2.01	Cv
			courante	1,8	0,66	4Ø8 = 2.01	
35X35	21,2	0,3	nodale	1,05	0,522	4Ø8 = 2.01	Cv
			courante	1,575	0,783	4Ø8 = 2.01	

Tableau VI.4. Vérification de la section des armatures transversales

b) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow 1. \bar{\tau}_{bu} = 0.875 \text{MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

niveau	poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35x35	0,35	0,32	29,25	21,2	0.075	0,261	0.875	Cv
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	40x40	0,40	0,37	28,42	18,551	0.075	0,192	0.875	Cv
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45x45	0,45	0,42	20,44	16,986	0.075	0,108	0.875	Cv
entre- sol					21,985				

Tableau VI.5 :Vérification des contraintes tangentielles

Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 2.835 MPa$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence } , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

-Pour les HA 20 : $LS = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70,546 \text{ cm}$ soit $LS = 75 \text{ cm}$

-Pour les HA 16 : $LS = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$ soit $LS = 60 \text{ cm}$

-Pour les HA 14 : $LS = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$ soit $LS = 50 \text{ cm}$

-Pour les HA 12 : $LS = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$ soit $LS = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0,4 L_s** pour les aciers **HA**.

-Pour les Ø 20 : **L_a = 30 cm**

-Pour les Ø 16 : **L_a = 24 cm**

-Pour les Ø 14 : **L_a = 20 cm**

-Pour les Ø 12 : **L_a = 18 cm**

c) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : $l_r > 40 \times \text{en zone IIa}$

. Pour les HA 20 : $l_s = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$. → on adopte **Lr = 80 cm**

. Pour les HA 16 : $l_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$. → on adopte **Lr = 65 cm**

. Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$. → on adopte **Lr = 60 cm**

. Pour les HA 12 : $l_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$. → on adopte **Lr = 50 cm**

V.5. Vérifications à l'ELS

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

SECTION	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e_s (m)	OBS	A_{\min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	$A_{\min} \leq A_{\text{adp}}$
45×45	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-1270,46	-22,955	0,018	SEC	5,49	20,6	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	616,29	7,088	0,0115	SEC	5,484		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-542,9	-88,473	0,1629	SEC	5,423		CV
40×40	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-663,29	-31,266	0,0471	SEC	4,316	14,2	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	78,28	2,64	0,0337	SEC	4,311		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-468,63	-74,488	0,0159	SEC	4,35		CV
35×35	$N_{\max}-M_{\text{cor}}$	-278,84	-19,711	0,0708	SEC	3,23	10,68	CV
	$N_{\min}-M_{\text{cor}}$	38,04	5,676	0,0149	SEC	3,3		CV
	$M_{\max}-N_{\text{cor}}$	-81,78	-52,1	0,637	SPC	3,48		CV

Tableau VI.1.6: vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Conclusion :

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

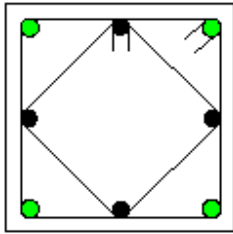
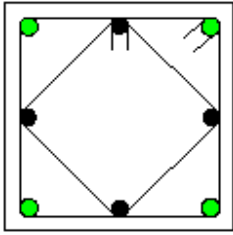
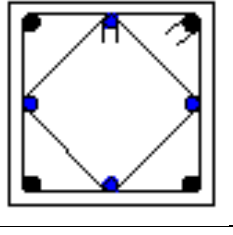
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
E,sol au 2 ^{ème}	45 × 45	4HA20+4HA16	1cadre et 1 losange (HA8)	
3 ^{ème} et 6 ^{ème}	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
7 ^{ème} et 9 ^{ème}	35 × 35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau VI.7.: Ferraillage finale des poteaux.

VI.3 VOILES :**VI.3.1 Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.3.2 Les combinaisons des actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{à l'ELU} \\ G+Q & \text{à l'ELS} \end{array} \right\} \text{ B A E L 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \text{ RPA 99 / version 2003}$$

VI.3.3 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

a) Détermination des diagrammes des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec **B** : section du béton **I** : moment d'inertie

V et **V'** : bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e = hauteur entre nus de planches du voile considère ;

L_c : la longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : la longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

VII.3.2: Détermination des armatures :

a) Compression simple :

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (Art A.8.1 ; 21 BAEL91 modifiés99)
 $0.2\% \leq A_t = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

b) Traction simple :

$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\}$

Avec B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu

VI.3.5 Calcul des sections d'armatures verticales :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.12 : Tableau des efforts normaux.

a) Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_1 + B \times f_{c28}}{2} \times d \times e$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2‰ = 348 MPa

VI.3.6 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4} \quad \text{Avec :} \quad A_H : \text{section d'armatures horizontales}$$

A_v : section d'armatures vertical.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.3.7 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4, 3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VI.3.8 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

a) Espacement :

D'après l' Art 7.7.4, 3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec: e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones tendue où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ De l'épaisseur du voile.

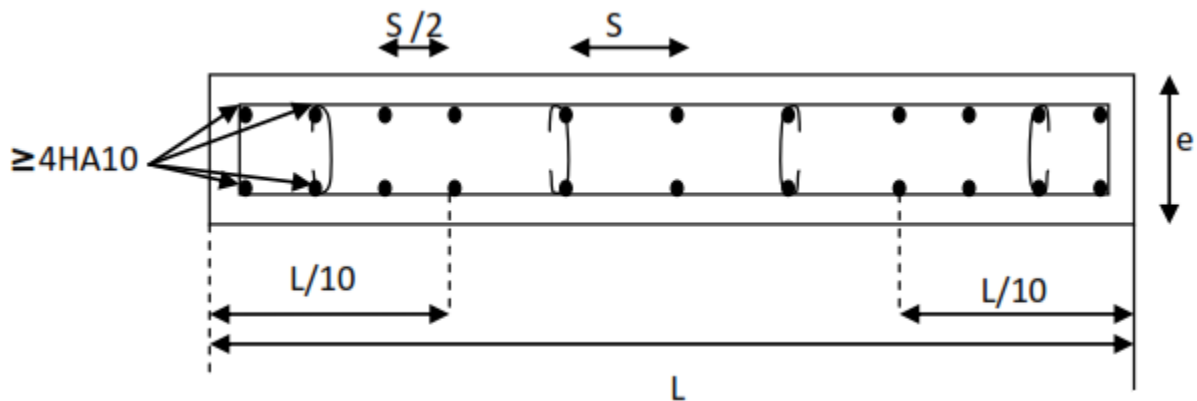


Figure.VI.5: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

d) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VI.3.8) Vérification l'ELS

a) Contrainte limite de béton.

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q \quad \bar{\sigma}_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \sigma_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Contraintes limites de cisaillement : (Art 7.7.2 RPA 99/Version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} \quad \text{avec : } T = 1.4 \times T_{u, \text{calcul}}$$

e : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

T_u : Effort tranchant dans le niveau considéré.

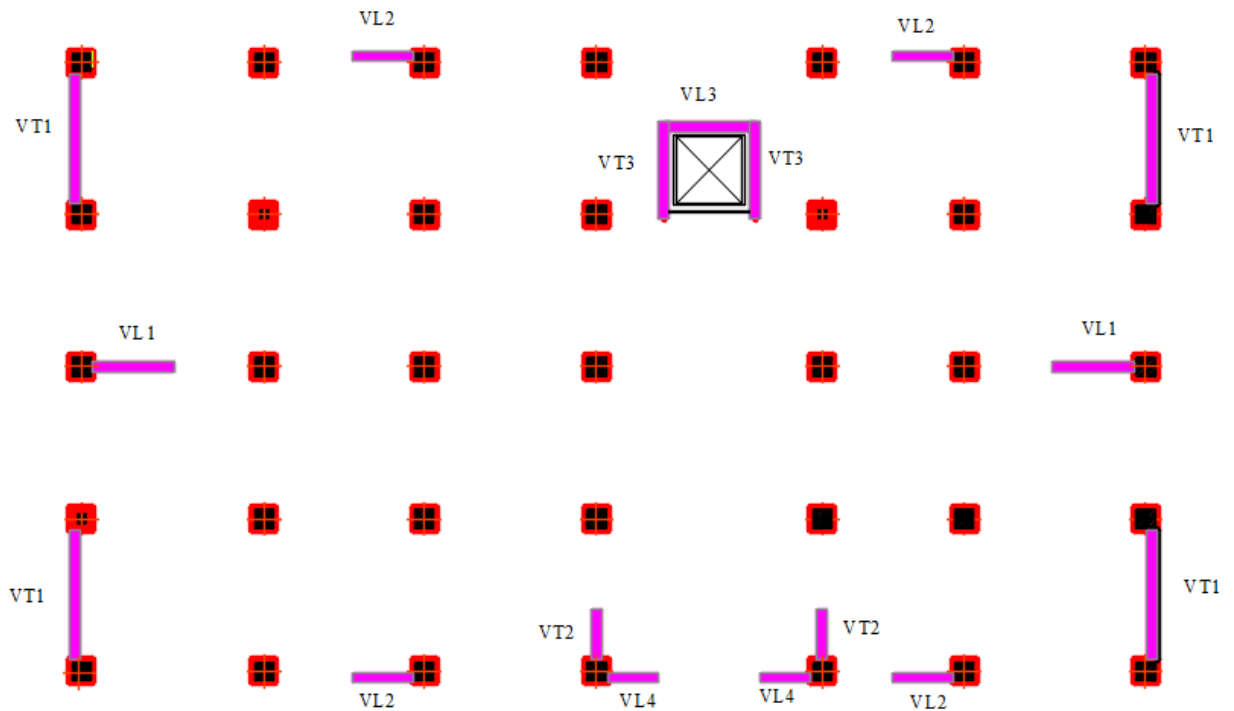
c) Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{e \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: $\text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$ Fissuration est peu préjudiciable.

VII.3.4: Calcul de ferrailage :



. Figure.VI.6 la disposition des voiles

VI.3.9) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal $V_{T1} = 3 \text{ m}$ sur la zone 1 ; SPC

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 3 \text{ m} \quad e = 0.2 \text{ m} \quad B = 0.6 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.45 \text{ m}^4 \quad V = V' = \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m}$$

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 3317 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 6555.51 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 1 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3 - 1 = 2 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

$$d_1 = 0.67 \text{ m}$$

c) Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \Leftrightarrow \left\{ \sigma_1 = 4359.41 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 731.3 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 292.08 \text{ KN}$$

d) Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{731.3}{348 \times 10^{-1}} = 21 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{292.08}{348 \times 10^{-1}} = 8.39 \text{ cm}^2$$

e) Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\} = \max \left\{ \frac{67 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 67 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} = \max \{7.035; 2.85\} = 7.035 \text{ cm}^2$$

f) Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 1.38 \text{ cm}^2$$

g) Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (21 + (\frac{13.92}{4})) = 24.48 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.39 + (\frac{13.92}{4}) = 11.87 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

Ferraillage adopté :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 24.48 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 7\text{HA}16 = 28.56 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 11.87 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 6\text{HA}12 = 13.56 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min (h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.0015 \times 300 \times 20 \right\} = \text{Max} \{10.425 ; 9\}$$

$$A_{\min (h)} = 10.425 \text{ cm}^2$$

Soit : $7\text{HA}14 = 10.77 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 361.68 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.937 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.937 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.937 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{361.68 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3000} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{1261.45 \times 10^3}{200 \times 3000 + 15 \times 29.4 \times 10^2} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.208 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul des sont illustrés dans les tableaux suivants :

Ferraillage des Voiles VT1 :

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3	3
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,6	0,6	0,6
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		3317	2245,58	1078,83
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6555,51	-2963,8	-2794,33
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		361,68	227,89	116,6
	L _t (m)		1,99	1,71	2,16
	L _c (m)		1,01	1,29	0,84
	d (m)		0,675	0,866	0,560
	σ_1 [KN/m ²]		4333,120	1459,211	2071,514
	N (kN)	N ₁	735,34	383,23	272,42
		N ₂	292,627	126,433	115,977
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21,13	11,01	7,83
		A _{v2}	8,41	3,63	3,33
	A _{vj} (cm ²)		13,92	8,77	4,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	24,61	13,21	8,95
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11,89	5,83	4,45
	A _{min} (cm ²)		7,09	9,10	5,88
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	28,14	15,84	15,84
Bande 2		13,56	13,56	13,56	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 7HA16	2 x 7HA12	2 x 7HA12
		Bande 2	2 x 6HA12	2 x 6HA12	2 x 6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,98	5,12	6,49
	A _H /nappe (cm ²)		10,43	7,35	7,35
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA14/nappe	7HA12/nappe	7HA12/nappe
A _h adopté		(A=10,77cm ²)	(A=7,92cm ²)	(A=7,92cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,670	0,422	0,216
		τ_b (MPa)	0,938	0,591	0,302
ELS	N _s (kN)	1261,46	883,91	417,71	

	σ_b (MPa)	1,90	1,37	0,65
--	------------------	------	------	------

Tableau VI-13 : Ferrailage de Voile

Ferrailage des voiles

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4247,45	2714,27	297,68	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4322,57	-2516,61	-1291	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	48,51	55,43	60,2	
	L_t (m)	0,50	0,48	0,81	
	L_c (m)	0,50	0,52	0,19	
	d (m)	0,332	0,348	0,286	
	σ_1 [KN/m ²]	1476,779	698,049	1091,554	
	N (kN)	N ₁	192,58	111,76	29,91
		N ₂	49,038	24,268	13,704
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,53	3,21	0,86
		A _{v2}	1,41	0,70	0,39
	A _{vj} (cm ²)		1,87	2,13	2,32
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	6,00	3,75	1,44
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	1,88	1,23	0,97
	A _{min} (cm ²)		3,49	3,65	1,32
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	6,78	6,78	6,78
Bande 2		6,78	6,78	6,78	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
		Bande 2	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,51	1,44	2,44
	A _H /nappe (cm ²)		3,39	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.93cm ²)	(A=3.93cm ²)	(A=3.93cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,270	0,308	0,334
τ_b (MPa)		0,377	0,431	0,468	

		N _s (kN)	516,48	360,89	170,05
	ELS	σ _b (MPa)	2,34	1,64	0,77

Tableau VI-14 : Ferraillage de Voile

Ferraillage des Voiles VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	1251,57	1085,24	707,21	
	σ _{min} [KN/m ²]	-6119,57	-3078,62	-1984,84	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	259,51	132,25	152,96	
	L _t (m)	1,49	1,33	1,33	
	L _c (m)	0,31	0,47	0,47	
	d (m)	0,315	0,314	0,317	
	σ ₁ [KN/m ²]	5281,018	2351,509	1511,009	
	N (kN)	N ₁	233,45	170,68	110,76
		N ₂	108,140	73,913	47,872
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,71	4,90	3,18
		A _{v2}	3,11	2,12	1,38
	A _{vj} (cm ²)		9,99	5,09	5,89
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9,21	6,18	4,65
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,61	3,40	2,85
	A _{min} (cm ²)		2,15	3,30	3,33
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9,24	6,78	6,78
		Bande 2	6,78	6,78	6,78
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x 3HA12
		Bande 2	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,48	3,99	3,98
	A _H /nappe (cm ²)		3,99	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
ep =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0,801	0,408	0,472

	τ_b (MPa)	1,121	0,571	0,661
	N_s (kN)	1039,09	719,97	341,08
ELS	σ_b (MPa)	2,71	1,89	0,90

Ferraillage des Voiles **Tableau VI-15** : Ferraillage de Voile transversal(VT3)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,3	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4014,89	2000,4	1300,72	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5700,87	-4076,17	-4373,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	193,09	103,38	78,76	
	L_t (m)	0,88	1,01	1,16	
	L_c (m)	0,62	0,49	0,34	
	d (m)	0,415	0,331	0,290	
	σ_1 [KN/m ²]	3010,894	2735,902	3501,788	
	N (kN)	N_1	361,80	225,37	181,43
		N_2	125,043	90,516	80,677
	A_v (cm ²)	A_{v1}	10,40	6,48	5,21
		A_{v2}	3,59	2,60	2,32
	A_{vj} (cm ²)	7,43	3,98	3,03	
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	12,26	7,47	5,97
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	5,45	3,60	3,08
	A_{min} (cm ²)	4,36	3,47	2,42	
	A_v adopté (cm ²)	Bande1	12,3	9,04	9,04
Bande 2		9,04	9,04	9,04	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 4HA14	2 x 4HA12	2 x 4HA12
		Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA12	2 x 4HA12
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande	2,64	3,02	3,47	
	A_H /nappe (cm ²)	5,34	4,52	4,52	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
ep =20cm	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,715	0,383	0,292
		τ_b (MPa)	1,001	0,536	0,408

		N _s (kN)	859,67	591,55	275,45
	ELS	σ _b (MPa)	2,59	1,81	0,84

Tableau VI.16: Ferraillage de Voile longitudinal VL1.

Ferraillage des Voiles VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,24	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	1139,51	985,66	1089,7	
	σ _{min} [KN/m ²]	-6103,9	-4366,45	-2588,23	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	150,06	118,03	64,68	
	L _t (m)	1,01	0,98	0,84	
	L _c (m)	0,19	0,22	0,36	
	d (m)	0,326	0,275	0,238	
	σ ₁ [KN/m ²]	5340,428	3706,058	1858,131	
	N (kN)	N ₁	144,75	119,53	105,92
		N ₂	67,547	54,874	44,262
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,16	3,43	3,04
		A _{v2}	1,94	1,58	1,27
	A _{vj} (cm ²)		5,78	4,54	2,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5,60	4,57	3,67
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,39	2,71	1,89
	A _{min} (cm ²)		1,33	1,55	2,50
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	6,78	6,78	6,78
Bande 2		6,78	6,78	6,78	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
		Bande 2	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,03	2,94	2,53
	A _H /nappe (cm ²)		3,39	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.93cm ²)	(A=3.93cm ²)	(A=3.93cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	0,695	0,546	0,299
		τ _b (MPa)	0,973	0,765	0,419

		N _s (kN)	827,93	609,06	296,51
	ELS	σ _b (MPa)	3,18	2,34	1,14

Tableau VI.17: Ferraillage de Voile longitudinal VL2.

Ferraillage des Voiles VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]	662,85	332,28	234,6	
	σ _{min} [KN/m ²]	-5722,55	-2721,41	-1403,84	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	384,58	217,36	200,94	
	L _t (m)	1,61	1,60	1,54	
	L _c (m)	0,19	0,20	0,26	
	d (m)	0,342	0,331	0,302	
	σ ₁ [KN/m ²]	5278,441	2498,782	1246,658	
	N (kN)	N ₁	137,72	68,50	45,77
		N ₂	66,082	32,791	21,527
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,96	1,97	1,32
		A _{v2}	1,90	0,94	0,62
	A _{vj} (cm ²)		14,81	8,37	7,74
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7,66	4,06	3,25
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5,60	3,03	2,55
	A _{min} (cm ²)		1,31	1,38	1,81
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9,24	6,78	6,78
Bande 2		6,78	6,78	6,78	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x 3HA12
		Bande 2	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,84	4,81	4,63
	A _H /nappe (cm ²)		4,01	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA10/nappe
ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)	(A=3,93cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ _u (MPa)	1,187	0,671	0,620

		τ_b (MPa)	1,662	0,939	0,868
		N_s (kN)	1032,74	745,92	363,93
	ELS	σ_b (MPa)	2,69	1,96	0,96

Tableau VI.18: Ferrailage de Voile longitudinal VL3.

Ferrailage des Voiles VL4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1950,77	946,27	544,05	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6134,59	-2515,27	-1467,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	129,11	118,7	76,33	
	L_t(m)	0,76	0,73	0,73	
	L_c(m)	0,24	0,27	0,27	
	d (m)	0,262	0,183	0,181	
	σ_1 [KN/m ²]	4827,574	1881,269	1102,757	
	N (kN)	N₁	177,21	80,53	46,58
		N₂	78,039	34,457	19,985
	A_v (cm²)	A_{v1}	5,09	2,31	1,34
		A_{v2}	2,24	0,99	0,57
	A_{vj} (cm²)	4,97	4,57	2,94	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	6,33	3,46	2,07
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	3,49	2,13	1,31
	A_{min} (cm²)	1,70	1,92	1,90	
	A_v adopté (cm²)	Bande1	6,78	6,78	6,78
Bande 2		6,78	6,78	6,78	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
		Bande 2	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12
	S_t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande	2,28	2,18	2,19	
	A_H /nappe (cm²)	3,39	3,39	3,39	
	Choix des barres/nappe (cm²)	5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe	
ep =20cm	(A=3.93cm²)	(A=3.93cm²)	(A=3.93cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,717	0,659	0,424

		τ_b (MPa)	1,004	0,923	0,594
		N_s (kN)	504,24	356,3	166,71
	ELS	σ_b (MPa)	2,29	1,62	0,76

Tableau VI.19: Ferraillage de Voile longitudinal VL4 .

VII -Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des efforts de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des efforts de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

❖ Fondations profondes :

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}=2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées ; on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

-Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surface totale du bâtiment}} \leq 50 \%$$

⇒ **Le risque de chevauchement est écarté.**

-Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent **50%** de la surface totale, on optera pour un radier.

VII – 3 .Dimensionnements des semelles (sous voiles ; sous poteaux):

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{\max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux de **RDC** .

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

• Homothétie des dimensions:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \implies \frac{50}{50} = 1 \implies A=B$$

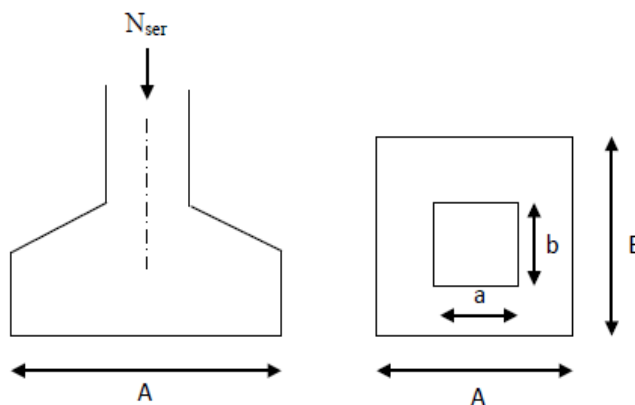


Figure VII.1: Schéma de la semelle isolée

D'ou : $B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

- Exemple de calcul :

$N_s = 1270.46 \text{ KN.}$
 $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

D'ou $B = \sqrt{\frac{1270.46}{200}} = 2,52 \text{ m}$

On opte pour $A=B= 3\text{m}$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S=n B^2=35 \times 3^2=315 \text{ m}^2$

Avec: n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t=20,95 \times 12 =251,4 \text{ m}^2$

Donc : $S_t=251,4 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat}=157,5 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface occuper par les semelles sous poteaux dépasse **50** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

voiles	N_s^{\max} (KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VL1	859.67	1.5	2.865	4.297
VL1'	849.97	1.5	2.833	4.25
VL2	827.93	1.2	3.5	4.2
VL2'	714.4	1.2	3.09	3.708
VL2''	739.78	1.2	3.082	3.698
VL2'''	625.77	1.2	2.6	3.12
VL3	1032.74	1.8	2.86	5.148
VL4	504.24	1	2.52	2.52
VL4'	502.77	1	2.51	2.51
Somme				33.40

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

voiles	N_s^{\max} (KN)	L (m)	B (m)	S=B. L (m^2)
VT1	1171.57	3	1.95	5.85
VT1'	1192.43	3	1.98	5.94
VT1''	11224.52	3	1.78	5.34
VT1'''	1261.46	3	2.1	6.1
VT2	516.48	1	2.58	2.58
VT2'	505.00	1	2.52	2.52
VT3	1039.09	1.8	2.88	5.18
VT3'	979.02	1.8	2.72	4.89
Somme				38.40

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

La surface des semelles filantes sous voiles est

$$S_v = \sum S = S_l + S_t = 33.40 + 38.40 = 71.80 \text{ m}^2$$

b. Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R}$
- Détermination de la distribution (**par ml**) des sollicitations de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \implies$ répartition trapézoïdale .

$$\left. \begin{aligned} q_{max} &= \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q_{min} &= \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \end{aligned} \right\} \text{ Et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$e > \frac{L}{6} \implies$ répartition triangulaire .

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{\left(q \cdot \frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

⇒ Le calcul se fera pour le portique longitudinale (sens porteur)

Poteaux	N_i (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
A3	972.32	-0.03	-10.475	-9713.677
B3	767.42	-0.023	-6.875	-5276.0125
C3	1009.27	-0.023	-3.485	-3517.306
D3	1082.5	-0.023	0.335	362.637
E3	992.79	-0.023	4.505	4472.51
F3	734.33	-0.023	7.305	5364.28
G3	920.68	0.01	10.475	10012.395
Sommes	6479.31	-0.135	/	1704.82

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

La charge totale transmise par les poteaux est : **6479.31 KN**

❖ Exemple de calcul :

- Détermination de la résultante des charges:

$$R = \sum N_i = 6479,31 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + M_i}{R} = \frac{1704,82 + 0,7135}{6479,31} = 0,263 \text{ m}$$

$$e = 0,263 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{20,95}{6} = 3,49 \implies \text{répartition trapézoïdale.}$$

Avec :

L : Longueur de la semelle = 16,6 m

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6479,31}{20,95} \left(1 + \frac{6(0,263)}{20,95}\right) = 332,57 \text{ KN/m}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6479,31}{20,95} \left(1 - \frac{6(0,263)}{20,95}\right) = 286,08 \text{ KN/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{6479,31}{20,95} \left(1 + \frac{3(0,263)}{20,95}\right) = 320,71 \text{ KN/m}$$

- Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{320,71}{200} = 1,60 \text{ m.}$$

On optera pour des semelles de largeur de **B=2 m**

- La surface des semelles sous poteaux :

$$S_p = B \times L \times n = 2 \times 20,95 \times 5 = 209,5 \text{ m}^2.$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

➤ **la surface totale occupée par les semelles filantes :**

$$S_T = S_p + S_v = 209,5 + 71,8 = 281,3 \text{ m}^2$$

➤ **La surface totale de la structure :** $S_{\text{bâtiment}} = 251,4 \text{ m}^2$

Donc : $S_t = 281,3 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 159,72 \text{ m}^2$

➤ **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **un radier général** comme fondation de notre bâtiment.

VII-4 .Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Eviter les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

1) **Pré-dimensionnement du radier :**

a) **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

b) **Selon la condition forfaitaire :**

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\text{max}} = 4,44 \text{ m}$)

❖ **Sous voile :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} = \frac{4,44}{8} \leq h_r \leq \frac{4,44}{5} = 55,5 \leq h_r \leq 88,8$$

On prend $h_r = 80 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux :▪ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \implies h_d \geq \frac{444}{20} = 22.5 \text{ cm} \implies \text{On prend } h_d = 40 \text{ cm}$$

▪ La dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \implies 8,88 \leq h_t \leq 11.1 \implies \text{On prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

▪ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{444}{10} = 44.4 \text{ cm} \implies \text{On prend } h_n = 60 \text{ cm}$$

h_n : hauteur de la nervure .

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40 \text{ MPa}$).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : module de déformation longitudinale différée

$$E=3700 \sqrt[3]{f_{c28}}=10818,865 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4,44\right)^4 \cdot \frac{3(40)}{10818,865}} = 0,71 \text{ m} = \mathbf{71 \text{ cm}} \implies \text{On prend } \mathbf{h_n=80 \text{ cm}}$$

• **Largeur de la nervure :**

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,4 (80) \leq b_n \leq 0,7 (80) \implies 32 \leq b_n \leq 56 \implies \text{On prend } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

b_n : largeur de la nervure .

Conclusion :

$h_n= 80\text{cm}$ hauteur de la nervure.

$h_d= 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b_n= 50 \text{ cm}$ largeur de la nervure.

$h_t=10\text{cm}$ hauteur de la dalle flottante

2) **Détermination des sollicitations :**

- Charge permanente $G= 32493,12 \text{ KN}$.
- Charge d'exploitation $Q= 4871,66 \text{ KN}$.

Combinaison d'action :

- **A L'ELU :** $N_u = 1,35G + 1,5Q = 51173,302 \text{ KN}$.
- **A L'ELS :** $N_s = G + Q = 37364,78 \text{ KN}$.

3) **Détermination de la surface du radier :**

$$\mathbf{A L'ELU :} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{51173,302}{1,33 \times 200} = 192,38 \text{ m}^2.$$

$$\mathbf{A L'ELS :} \quad S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37364,78}{200} = 186,823 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{192,38 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{S_{bât} = 251.4 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}}=192,38 \text{ m}^2}$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_{déb} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{déb} = [(L_x + L_y) \times L_{déb}] \times 2$$

$$S_{déb} = (20,95 + 12) \times 2 \times 0,50 = 32,95 \text{ m}^2$$

⇒ La surface totale de radier devient :

$$S_{rad} = S_{bât} + S_{déb} = 251,4 + 32,95 = \mathbf{284.35 \text{ m}^2}$$

4) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du bâtiment:

$$G_{bat} = 32493,12 \text{ KN}$$

b) Poids de radier :

P_{rad} = Poids de la dalle + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle flottante

- Poids de dalle : $P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$$P_d = 284.35 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{2843.5 \text{ KN}}$$

- Poids du TVO : $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$S_{ner} = (0.5 \times 20,95 \times 5) + (0.5 \times 12 \times 7) = \mathbf{94.375 \text{ m}^2}$$

$$P_{TVO} = (284.35 - 94.375) \times (0.8 - 0.4) \times 17 = \mathbf{1291.83 \text{ KN}}$$

- Poids des nervures: $P_{ner} = [b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)] \times \rho_b$

$$P_{ner} = [0.5 \times (0.8 - 0.4) \times (20.95 \times 5 + 12 \times 7)] \times 25 = \mathbf{1415.625 \text{ KN}}$$

- Poids de la dalle flottante : $P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times \rho \times e_p$

$$P_{df} = (284,35 - 94.375) \times 25 \times 0.1 = \mathbf{474.937 \text{ KN}}$$

Poids totale du radier :

$$G_{rad}^{tot} = P_d + P_{TVO} + P_{ner} + P_{df} = \mathbf{6137,424 \text{ KN}}$$

c) La surcharge du bâtiment et du radier:

$$Q_{\text{bat}} = 4871.66 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 284.35 \times 3.5 = 995.225 \text{ KN}$$

d) Poids totale de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 32493.12 + 6137.42$$

$$G_T = 38630.544 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4871.66 + 955.225$$

$$Q_T = 5826.885 \text{ KN}$$

e) Combinaisons d'actions:

$$\text{A L'ELU: } N_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 60891.561 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS: } N_s = G_T + Q_T = 44457.429 \text{ KN}$$

5) Vérification à L'ELU :a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$;

$$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm},$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{60891,561 \times 1}{284.35} \times \frac{4.44}{2} = 475.397 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{475.397}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,32 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

h : hauteur de la nervure égale à 90 cm

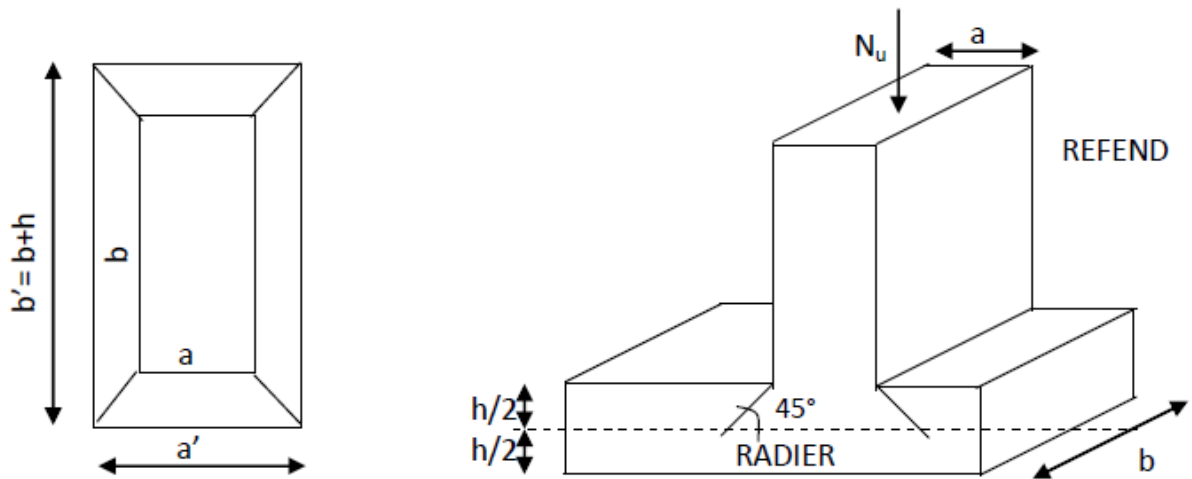


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,8) = 5\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3000\text{KN}$$

$$N_u = 1009,27 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3000 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 582,46 \text{ KN}, e = 20\text{cm}, b = 1\text{m}$$

$$\mu_c = 2(a + b) = 2(a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4200 \text{ KN}$$

$$N_u = 1192,43 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4200 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **$\alpha = 1,5$**

γ_w : Poids volumique de l'eau (**$\gamma_w = 10\text{KN}/\text{m}^3$**)

Z : Profondeur de l'infrastructure (**$h = 0,8 \text{ m}$**)

$$G_T = 38630,544 \text{ KN.}$$

$$P = 38630,544 \text{ KN} \geq 1,5 \times 284,35 \times 10 \times 0,8 = \mathbf{3412,2 \text{ KN}}$$

pas de risque de soulèvement.

d) **Vérification de la stabilité du radier :**✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{20,95}{2} = 10,475 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{12}{2} = 6\text{m}$$

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{20,95 \times 12^3}{12} = 3016,8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{12 \times 20,95^3}{12} = 9195 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

Avec :

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

⇒ Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

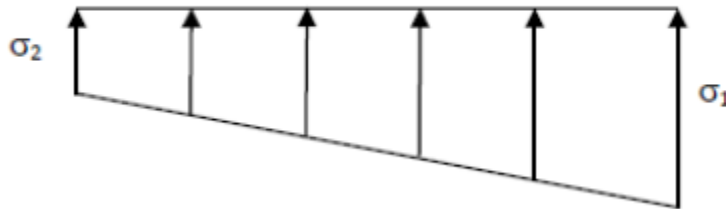


Figure VII-3: Diagramme des contraintes du sol.

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}$$

➤ Calcul des moments :

Sollicitations		M ₀ (KNm)	T ₀ (KN)	h (m)	M (KNm)
Sens	XX	38854.214	1636.62	0.80	40163.51
	YY	43824.349	1842.51	0.80	45133.645

Avec
$$\begin{cases} M_{xx} = 38854.214 + (1842.51 \times 0.8) = \text{KN.m} \\ M_{yy} = 43824.349 + (1636.62 \times 0.8) = 45133.645 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ A L'ELU:

• Sens longitudinal (XX) :

$N_u = 60891.561 \text{ KN}$ $M_{xx} = 40163.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60891.561}{284.35} + \frac{40328.51}{9195} \times 10.475 = 260 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot V = \frac{60891.561}{284.35} - \frac{40328.51}{9195} \times 10.475 = 168.20 \text{ KN/m}^2$$

D'ou $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 237 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

• Sens transversal (YY) :

$N_u = 60891.561 \text{ KN}$ $M_{yy} = 45133.645 \text{ KN/m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60891.561}{284.35} + \frac{45133.645}{3016.8} \times 6 = 303.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60891.561}{284.35} - \frac{45133.645}{3016.8} \times 6 = 124.37 \text{ KN/m}^2$$

D'ou $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 259.02 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

➤ **A L'ELS:**

• **Sens longitudinal (XX) :**

$$N_s = 44457.429 \text{ KN} \qquad M_{xx} = 40328.51 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}V}{I_{yy}} = \frac{44457.429}{284.35} + \frac{40328.51}{9195} \times 10.475 = 202.287 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}V}{I_{yy}} = \frac{44457.429}{284.35} - \frac{40328.51}{9195} \times 10.475 = 110.407 \text{ KN/m}^2$$

D'ou $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 179.317 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

• **Sens transversal (YY) :**

$$N_s = 44457.429 \text{ KN} \qquad M_{yy} = 45298.357 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}V}{I_{xx}} = \frac{44475.429}{284.35} + \frac{45298.357}{3016.8} \times 6 = 236.111 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}V}{I_{xx}} = \frac{44475.429}{284.35} - \frac{45298.357}{3016.8} \times 6 = 66.583 \text{ KN/m}^2$$

D'ou $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 193.729 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS			Obs
contrainte		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
sens	Longitudinal (xx)	260	168.20	237	202.287	110.407	179.317	CV
	Transversal (yy)	303.9	124.37	259.02	236.111	66.583	193.729	CV

Tableau VII.4 : vérification des contraintes

e) **Vérification de la stabilité au renversement :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) ; on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{40328.2}{44457.429} = 0.9\text{m} < \frac{l_x}{4} = \frac{20.95}{4} = 5.23 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{45133.645}{44457.429} = 1.015 < \frac{l_y}{4} = \frac{12}{4} = 3 \text{ m}$$

6) **Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

a. **Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés :** On distingue deux cas :

- **1er Cas:** Si $\rho < 0.4$, Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2eme Cas:** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

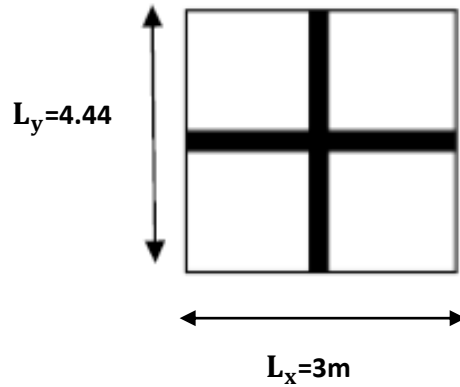


Figure VII.4: Entre axe du panneau le plus sollicité

b. Identification du panneau le plus sollicité :

$$\vartheta = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4.44} = 0.67 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.072 \\ \mu_y = 0.395 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho < 1 \implies$ le panneau travaille dans les deux sens

Pour le ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol .

➤ A L'ELU :

$$q_u = (\sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}) \times 1 \text{ ml} = (259.02 - \frac{6137.424}{284.35}) \times 1 \text{ ml} = 237.436 \text{ KN/ml} .$$

➤ A L'ELS :

$$q_s = (\sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}) \times 1 \text{ ml} = (193.729 - \frac{6137.424}{284.35}) \times 1 \text{ ml} = 172.145 \text{ KN/ml} .$$

7) Calcul à L'ELU :

1) Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = 0.072 \times 237.436 \times (3)^2 = 153.858 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.395 \times 153.858 = 60.773 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : $0.75 M_{ox}$ ou $0.75 M_{oy}$

Moment sur appuis : $0.5 M_0$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

-Moment en travée : $0.85 M_{ox}$ ou $0.85 M_{oy}$

-Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_0$

2) Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :

➤ **Sens (x-x) :**

$$M_x^a = 0.5 M_x = (0.5 \times 153.858) = \mathbf{76.929 \text{ KN.m}}$$

$$M_x^t = 0.75 M_x = (0.75 \times 153.858) = \mathbf{115.393 \text{ KN.m}}$$

➤ **Sens (y-y) :**

$$M_y^a = 0.5 M_y = (0.5 \times 60.773) = \mathbf{30.386 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = (0.75 \times 60.773) = \mathbf{45.58 \text{ KN.m.}}$$

a. Ferraillage dans le sens (x-x) :

➤ **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{76.929 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392 \implies \mathbf{SSA}$$

$$\mu_b = 0.04 \implies \beta = 0.980$$

✓ **Section d'armatures :**

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{76.929 \times 10^3}{0.980 \times 37 \times 348} = \mathbf{6.09 \text{ cm}^2}$$

Soit : $5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{Mx^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{115.393 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.969$$

Section d'armatures :

$$A_a = \frac{Mx^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{115.393 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm² avec un espacement St=20 cm

b. Ferraillage dans le sens (y-y) :

➤ **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{My^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30.386 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

✓ **Section d'armatures :**

$$A_a = \frac{My^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{30.386 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement St=20cm

➤ **En travée :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{My^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{45.58 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

✓ Section d'armatures :

$$A_a = \frac{My^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{45.58 \times 10^3}{0.988 \times 37 \times 348} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12** = 5.65 cm² avec un espacement **St=20cm**

sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferraillage	A_u Adoptée	St
x-x	travée	115.393	0.06	SSA	0.969	9.24	5HA16	10.05	20
	appui	76.929	0.04	SSA	0.980	6.09	5HA14	7.70	20
y-y	travée	45.58	0.024	SSA	0.988	3.58	5HA12	5.65	20
	appui	430.386	0.016	SSA	0.992	2.37	5HA12	5.65	20

Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif de ferraillage

8) Vérification à l'E.L.U

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	10.05	4,47	Condition Vérifiée
		7.70		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5.65	4,47	Condition Vérifiée
		5.65		Condition Vérifiée

Tableau VII.6.: vérification de la section minimale

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } P=q_{um}l_xl_y=273.436 \times 4.44 \times 3=3162.647 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x : } V_u = \frac{316.647}{3 \times 4.44} = 237.463 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y: } V_u = \frac{316.647}{2 \times 4.44 + 3} = 266.216 \text{ KN}$$

$$\text{AN : } \tau_u = \frac{266.216 \times 10^{-3}}{100 \times 370} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\vartheta = 0,2 \quad , \quad \rho = 0.67 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0777 \\ \mu_y = 0.552 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = 0.0777 \times 172.154 \times (3)^2 = 120.38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.552 \times 120.38 = 66.45 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dans le sens (x-x), (y-y) :**

- **Sens (x-x) :**

$$M_x^a = 0.5 M_x = (0.5 \times 120.38) = \mathbf{60.285 \text{ KN.m}}$$

$$M_x^t = 0.75 M_x = (0.75 \times 120.38) = \mathbf{90.285 \text{ KN.m}}$$

- **Sens (y-y) :**

$$M_y^a = 0.5 M_y = (0.5 \times 66.45) = \mathbf{49.837 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = (0.75 \times 66.45) = \mathbf{33.225 \text{ KN.m.}}$$

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

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \\ \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul :

Sens x-x :

- **Aux appuis :** $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 37} = 0.208 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,926 \\ K_1 = 52,57 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{60,19 \times 10^3}{0,926 \times 37 \times 7,7} = 228,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	A_s	M_s^{ser}	ρ	β	k_1	σ_s	σ_s		σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	
x-x	Appuis	6,78	60,19	0,208	0,926	52,57	228,15	348	CV	4,34	15	CV
	Travée	9,23	90,285	0,271	0,917	45,24	263,46	348	CV	5,823	15	CV
y-y	Appuis	5,65	33,225	0,152	0,936	63,12	169,80	348	CV	2,69	15	CV
	Travée	5,65	49,837	0,152	0,936	63,12	254,69	348	CV	4,035	15	CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes dans le béton

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à PELU est satisfaisant.

VIII.5- Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

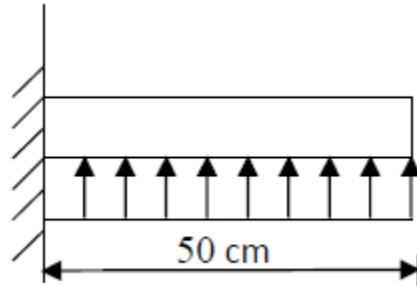


Figure VII - 5 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul :❖ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u \times 1\text{m} = 273.436 \times 1 = 273.436 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-273.436 \times 0.5^2}{2} = -29.679 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s \times 1\text{m} = 172.145 \times 1 = 172.145 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-172.145 \cdot 0.5^2}{2} = -21.518 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :• **Armatures principales :**

$$b = 1\text{m} \quad ; \quad d = 37 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.679 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.06 < 0.392 \quad \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.016 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.978$$

- **Section d'armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{29.679 \times 10^3}{0.978 \times 37 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 > A_u = 2.35 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA12/ml = 5,65 cm²** avec un espacement de **20 cm**.

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \implies$ on adopte **5HA10 /ml = 3.14 cm²** avec un espacement de **20 cm**.

3. **Vérification à l'ELS :**

- ❖ **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 37} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \implies \begin{matrix} k_1 = 63,12 \\ \beta_1 = 0,936 \end{matrix}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{29,679 \times 10^3}{0,936 \times 37 \times 5,65} = 151,67 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{151,67}{63,12} = 2,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- ❖ **Dans les aciers :**

$$\sigma_s = 151,67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

XI.5- Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0.4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier , donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..

-Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

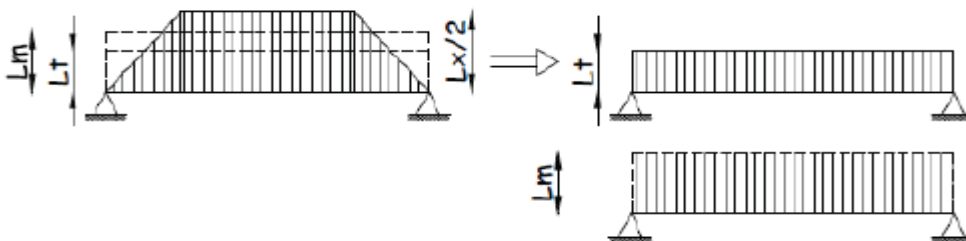


Figure VII.6: Présentation de chargement simplifié

Deux types de chargement peuvent se présenter :

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale

1er Cas: Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

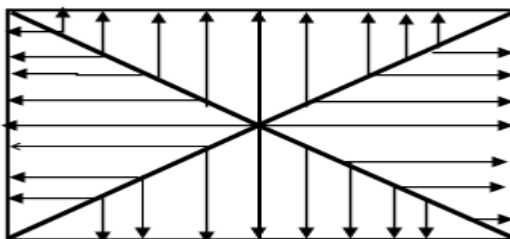


Figure VII-7: Répartition triangulaire

2ème Cas: Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6)$.

Effort tranchant : $L_t = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4)$.

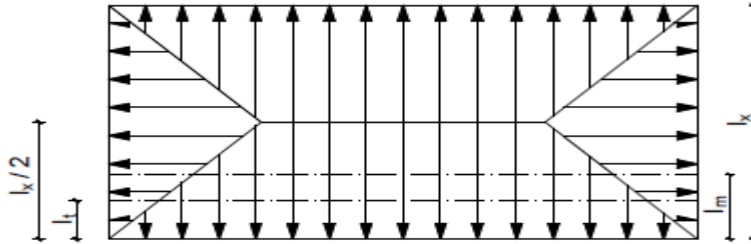


Figure VII-8: Repartition trapézoïdale.

➤ **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

➤ **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t$$

• **Détermination des charges :**

A L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(273,436 - \frac{6137,424}{284,35} - \frac{1415,625}{94,735} \right) = 200.9 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(193,729 - \frac{6137,424}{284,35} - \frac{1415,625}{94,735} \right) = 157,206 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charges à considérer :**

$$\text{Sens X-X} \begin{cases} L_m = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6) = 3 (0.5 - 0.67^2/6) = 1.275 \text{ m} \\ L_T = L_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4) = 3 (0.5 - 0.67^2/4) = 1.164 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y} \begin{cases} L_m = L_y (0.5 - \rho_x^2/6) = 4.44 (0.5 - 0.67^2/6) = 1.887 \text{ m} \\ L_T = L_y (0.5 - \rho_x^2/4) = 4.44 (0.5 - 0.67^2/4) = 1.722 \text{ m} \end{cases}$$

- **Sens longitudinal :**

$$Q_{Mu} = qu \cdot L_m = 200.9 \times 1.275 = 256.14 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = qs \cdot L_m = 157.206 \times 1.275 = 200.43 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = qu \cdot L_t = 200.9 \times 1.164 = 233.84 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = qs \cdot L_t = 157.206 \times 1.164 = 182.98 \text{ KN/ml}$$

- **Sens transversal :**

$$Q_{Mu} = qu \cdot L_m = 200.9 \times 1.887 = 379 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = qs \cdot L_m = 157.206 \times 1.887 = 296.64 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = qu \cdot L_t = 200.9 \times 1.772 = 345.95 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = qs \cdot L_t = 157.206 \times 1.772 = 270.70 \text{ KN/ml}$$

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

- ✓ **Sens longitudinale :**

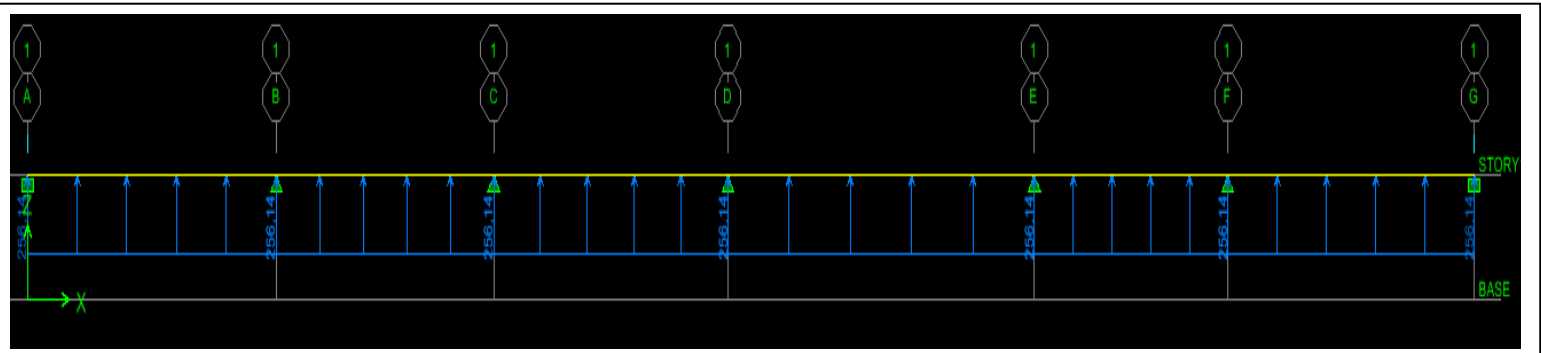


Figure VII.9 :Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments)

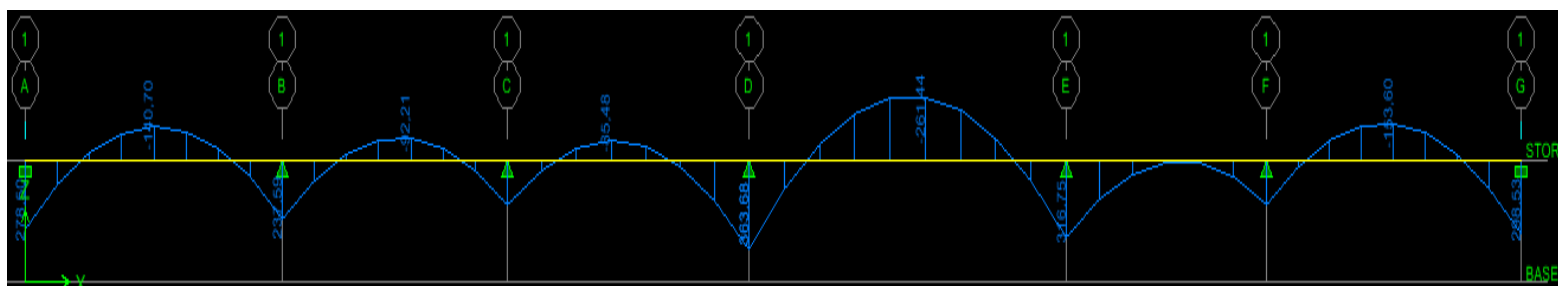


Figure VII.10 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

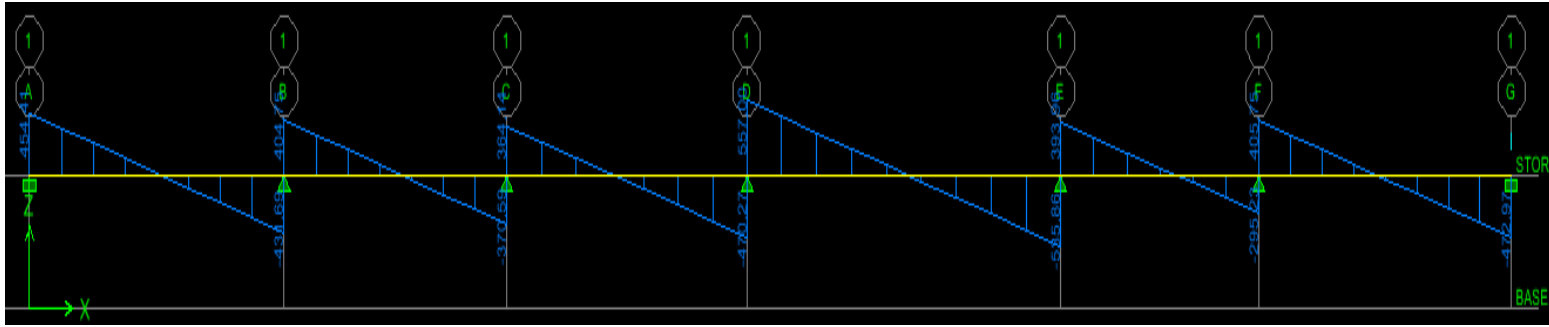


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

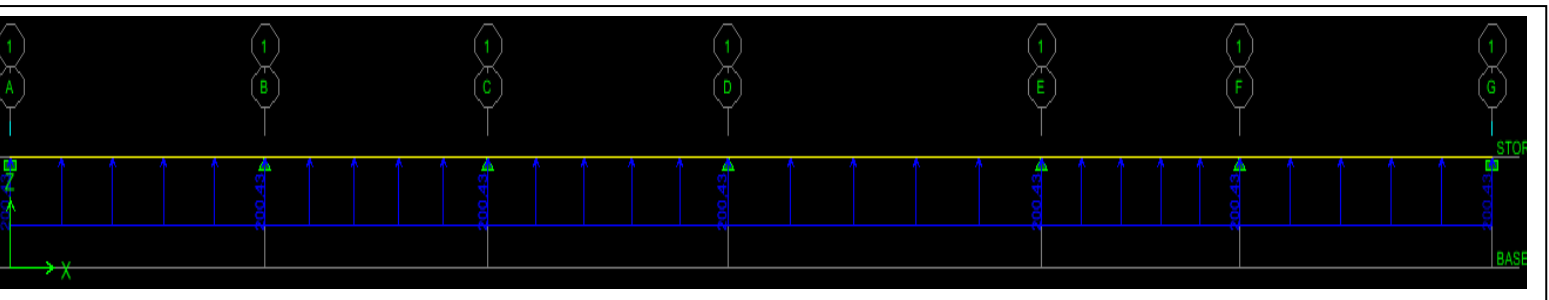


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELS

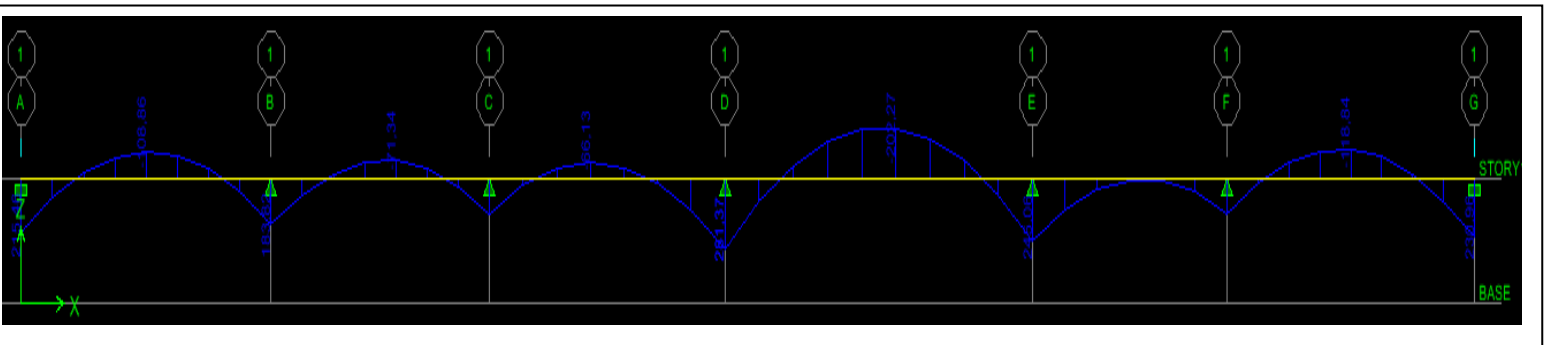


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

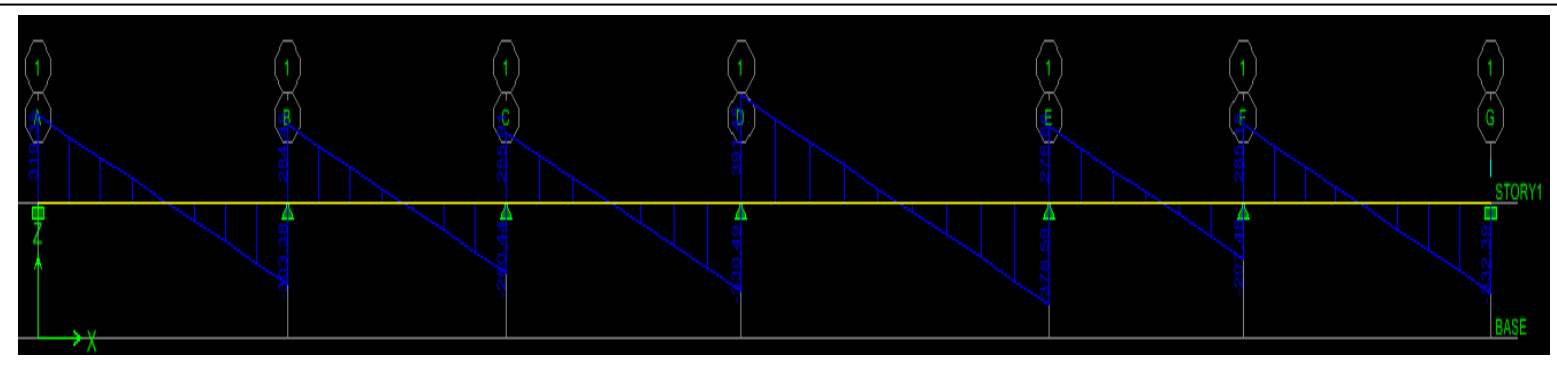


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

✓ Sens transversal :

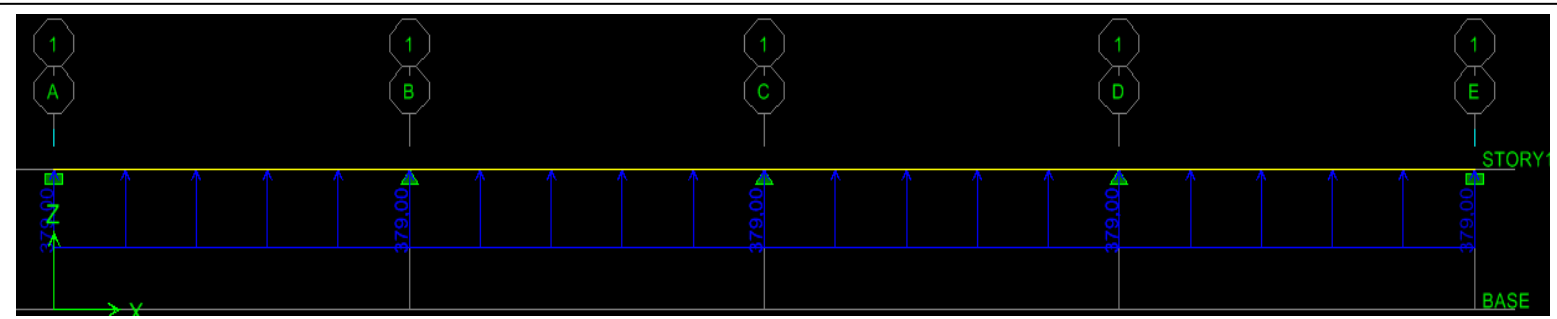


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens y-y).

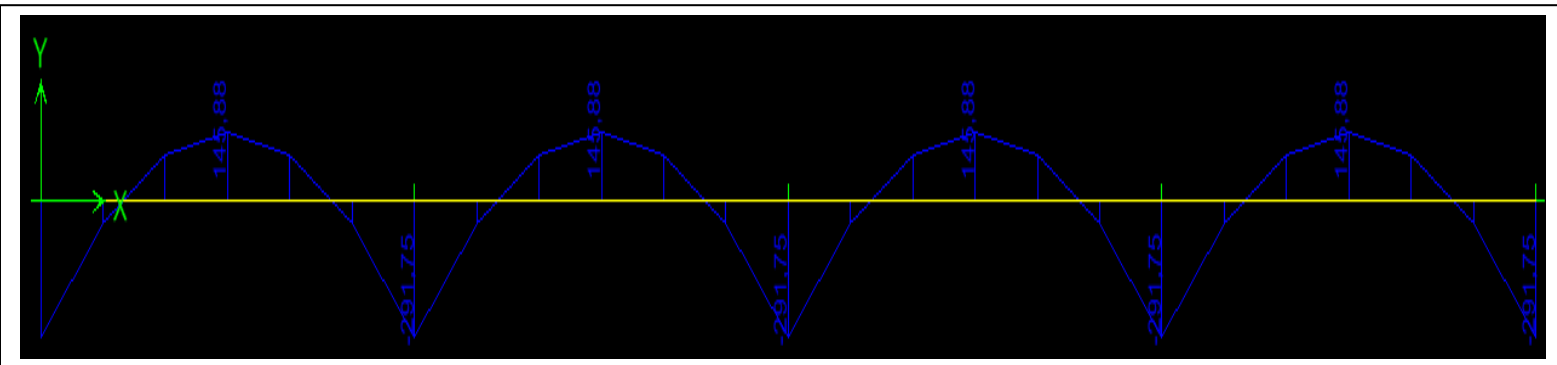


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens y-y)

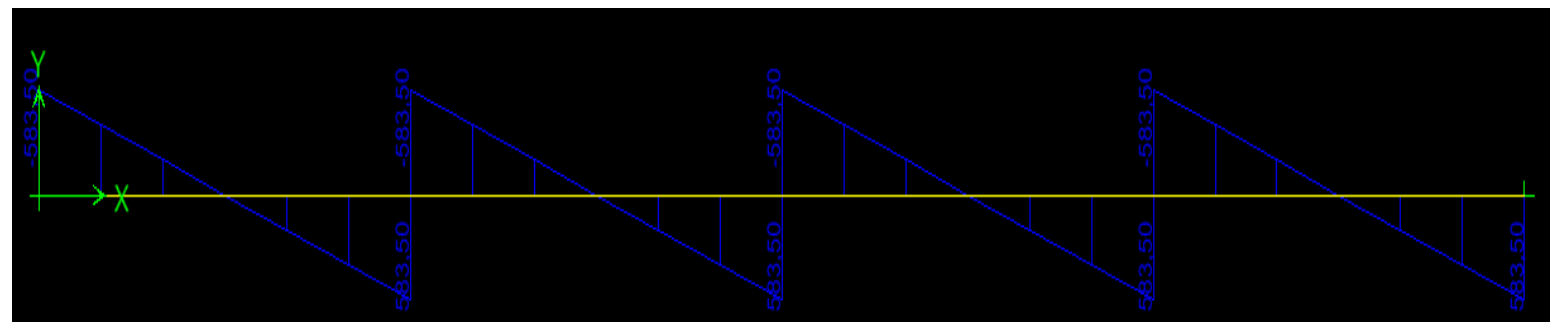


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens y-y)

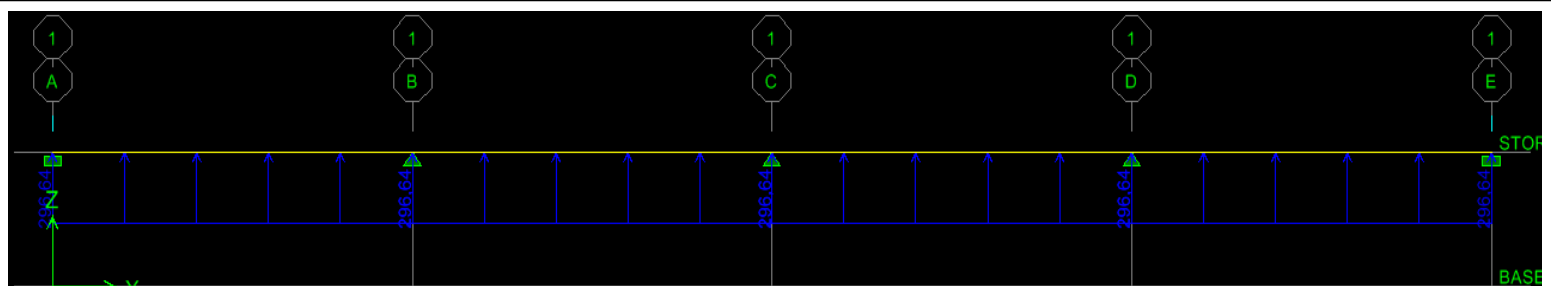


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure ELS (sens y-y)

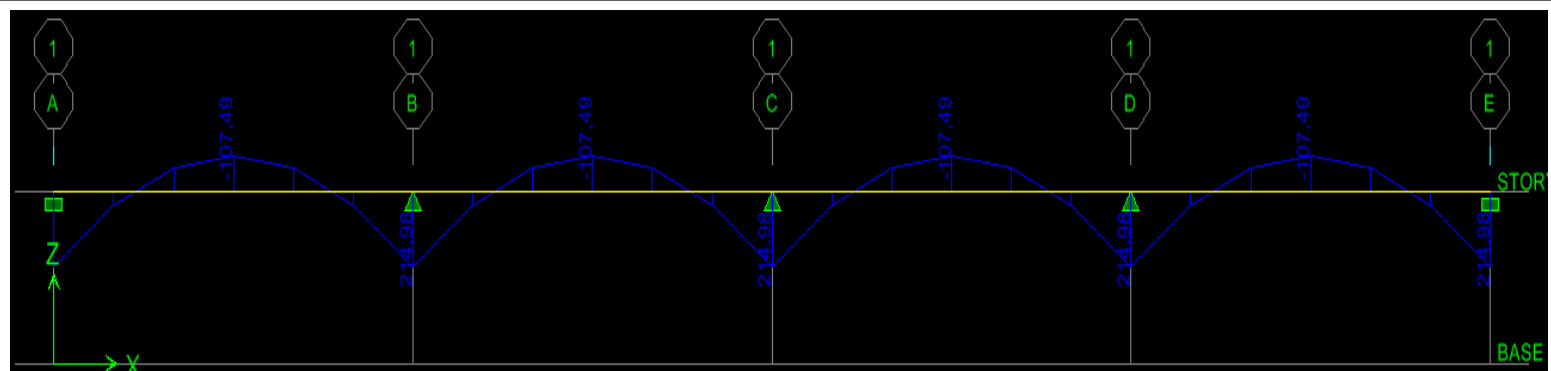


Figure VII.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens y-y).

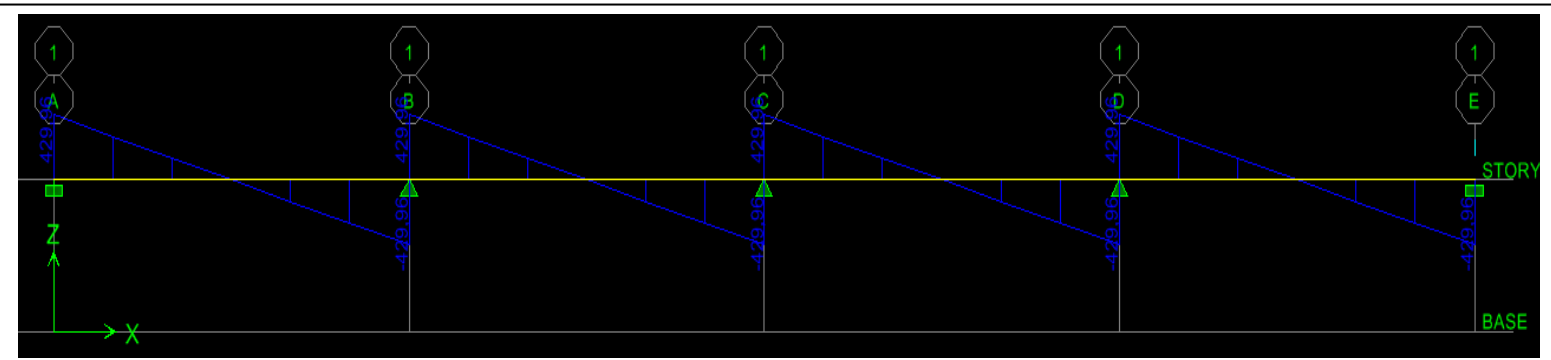


Figure VII.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens y-y).

XI.6- Sollicitation maximales :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	363.68	281.27	291.75	214.98
M_t^{max} (KN.m)	261.44	202.27	145.88	107.49
T_{max} (KN)	557	414.58	583.11	429.96

VII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

VII.7- Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $d = 77 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Exemple de calcul :

$M_{max^t} = 261.44 \text{ KN.m}$ $M_{max^a} = 363.68 \text{ KN.m}$

➤ **Aux appuis :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{361.68 \times 10^3}{50 \times 77^2 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.086 \implies \beta = 0.955$$

✓ **Section d'armatures :**

$$A_a = \frac{M^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{361.68 \times 10^3}{0.955 \times 77 \times 348} = 14.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $(5HA16+5HA12) = 15.7 \text{ cm}^2$

	sens	zones	M(KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferrailage	A_u Adoptée
ELU	x-x	appui	361.68	0.086	SSA	0.955	14.12	5HA16+5HA12	15.70
		travée	261.44	0.062	SSA	0.968	10.09	5HA16+2HA12	12.31
	y-y	appui	291.75	0.070	SSA	0.964	11.29	5HA14+5HA12	13.35
		travée	145.88	0.034	SSA	0.983	5.53	5HA14	7.70

Tableau VII.9 : Tableau récapitulatif de ferrailage

1. Vérifications a l'ELU :**❖ Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 77 \times 2,1}{400} = 4.648 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{adoptée} = 15.7 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4.648 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 12.31 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4.648 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 13.35 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4.648 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{adoptée} = 7.7 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4.648 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Contrainte du cisaillement :

$$T_u^{\max} = 557 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{557 \times 10^3}{500 \times 770} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

a) Espacement des armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Alors: } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures**➤ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \min \{ 20 ; 19.2 \}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{4} = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

b) Armatures transversales minimales :

$$A_{min}^t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (deux cadre et un étrier)

d) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : $2\text{HA}14$ avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

2) Vérification à l'ELS :

➤ : **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

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

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	A_s cm ²	M_s KN.m	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	15.70	281.27	0.408	0.902	36.02	257.94	348	7.141	15	Cv
	Travée	12.31	202.27	0.308	0.913	42.47	233.72	348	5.50	15	Cv
Y-Y	Appuis	13.35	214.98	0.346	0.909	39.95	230.46	348	5.75	15	Cv
	Travée	7.70	107.49	0.20	0.927	53.49	195.57	348	3.65	15	Cv

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

VIII.1. Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII-2 : Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

VIII-2-1) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = 1 - \sin \varphi$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

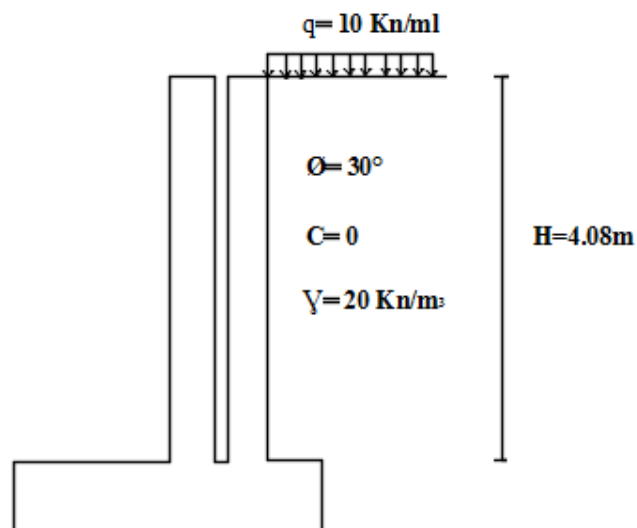


Fig VIII-1: Schéma statique du mur plaque.

VIII-2-2) données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 20 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

VIII-2-3) Calcul des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.5 = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 20 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 62.58 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (20 \times 4.08 + 10) = 45.8 \text{ KN/m}^2$$

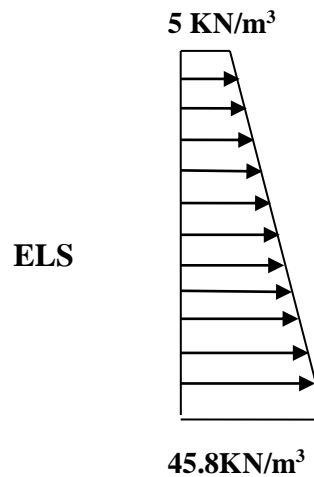
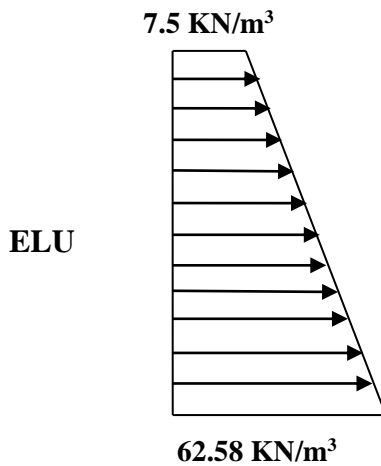
VIII-2-4) Diagramme des contraintes :

Fig VIII-2 : Diagramme des Contraintes à l'ELU

Fig VIII-3 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

VIII-2-5) Charges moyennes :**ELU :**

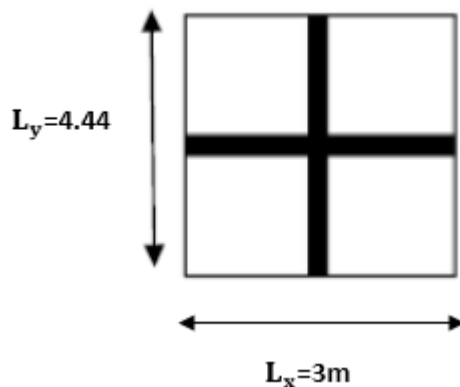
$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 62.58 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 48.765 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 45.8 + 5}{4} \times 1\text{m} = 35.6 \text{ KN/ml}$$

VIII.3. Ferrailage du mur plaque :

- Identification des panneaux:



$$\left. \begin{array}{l} L_x = 4,08 \text{ m} \\ L_y = 4,44 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,08}{4,44} = 0,92$$

$0,4 < \rho = 0,92 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

- Calcul à l'ELU :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,92 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{array}$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0,0438 \times 48.795 \times (4,08)^2 = 35.555 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,819 \times 35.555 = 29.12 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 35.555 = 17.777 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 35.555 = 26.666 \text{ KN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 29.12 = 15.56 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 29.12 = 21.84 \text{ KN.m}$

• **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,92 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,051 \\ \nu = 0,2 \quad \mu_y = 0,875 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } lx^2 = 0,051 \times 35,6 \times (4,08)^2 = 30,223 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,875 \times 30,223 = 26,445 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 30,223 = 15,111 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 30,223 = 22,667 \text{ KN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 26,445 = 13,222 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 26,445 = 19,833 \text{ KN.}$

VIII-3-6) Calcul des sections d'armature :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
xx	Appuis	17.777	0.038	0.981	SSA	2.89	2.17	5HA12 = 5.65	20
	Travée	26.666	0.058	0.970	SSA	4.38	2.17	5HA14 = 7.70	20
yy	Appuis	14.56	0.032	0.984	SSA	2.36	2.17	5HA12 = 5.65	20
	travée	21.84	0.048	0.975	SSA	3.57	2.17	5HA14 = 7.70	20

Tableau VIII.1: Ferrailage du mur plaque.

VIII-4) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VIII-5) Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

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

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

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	5.65	15.111	0.313	0.912	41.82	162.921	201.63	3.886	15	Cv
	Travée	7.7	22.667	0.427	0.900	35.00	181.713	201.63	5.191	15	Cv
yy	Appuis	5.65	13.222	0.313	0.912	41.82	142.554	201.63	3.408	15	Cv
	travée	7.7	19.833	0.427	0.900	35.00	159.00	201.63	4.542	15	Cv

Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée : 5HA14/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : 5HA14/ml avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Conclusion Générale

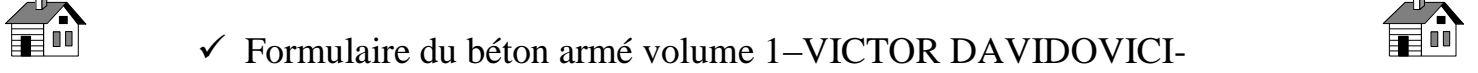
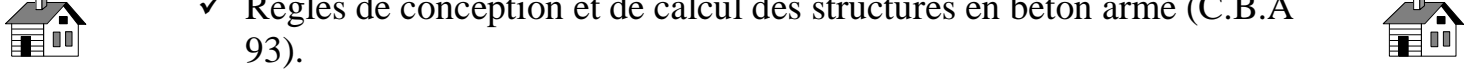
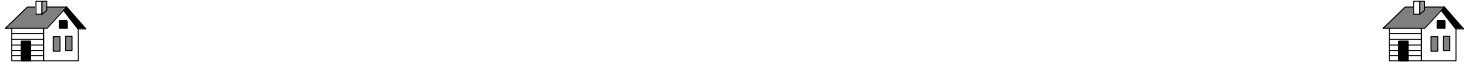
Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de notre formation, il nous a permis d'utiliser les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes méthodes de calcul qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Cette étude nous a permis l'application de nombreuses connaissances théorique acquise durant notre formation. De plus elle nous a permis de maîtriser le plus possible la manipulation de beaucoup de logiciels et expérimenter d'autres, ETABS, SOCOTEC, EXCEL, Auto CAD.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

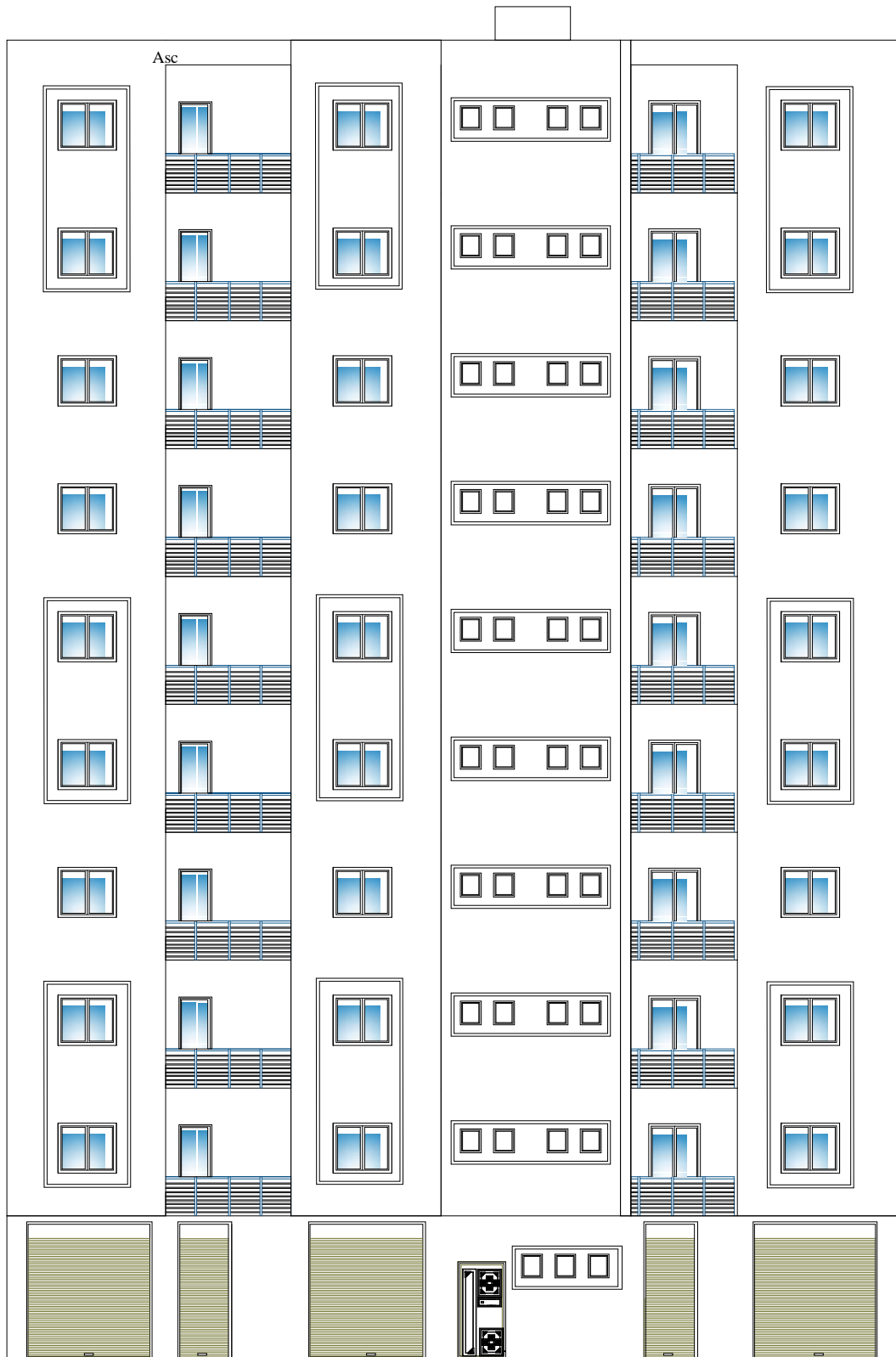
En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.



bibliographie

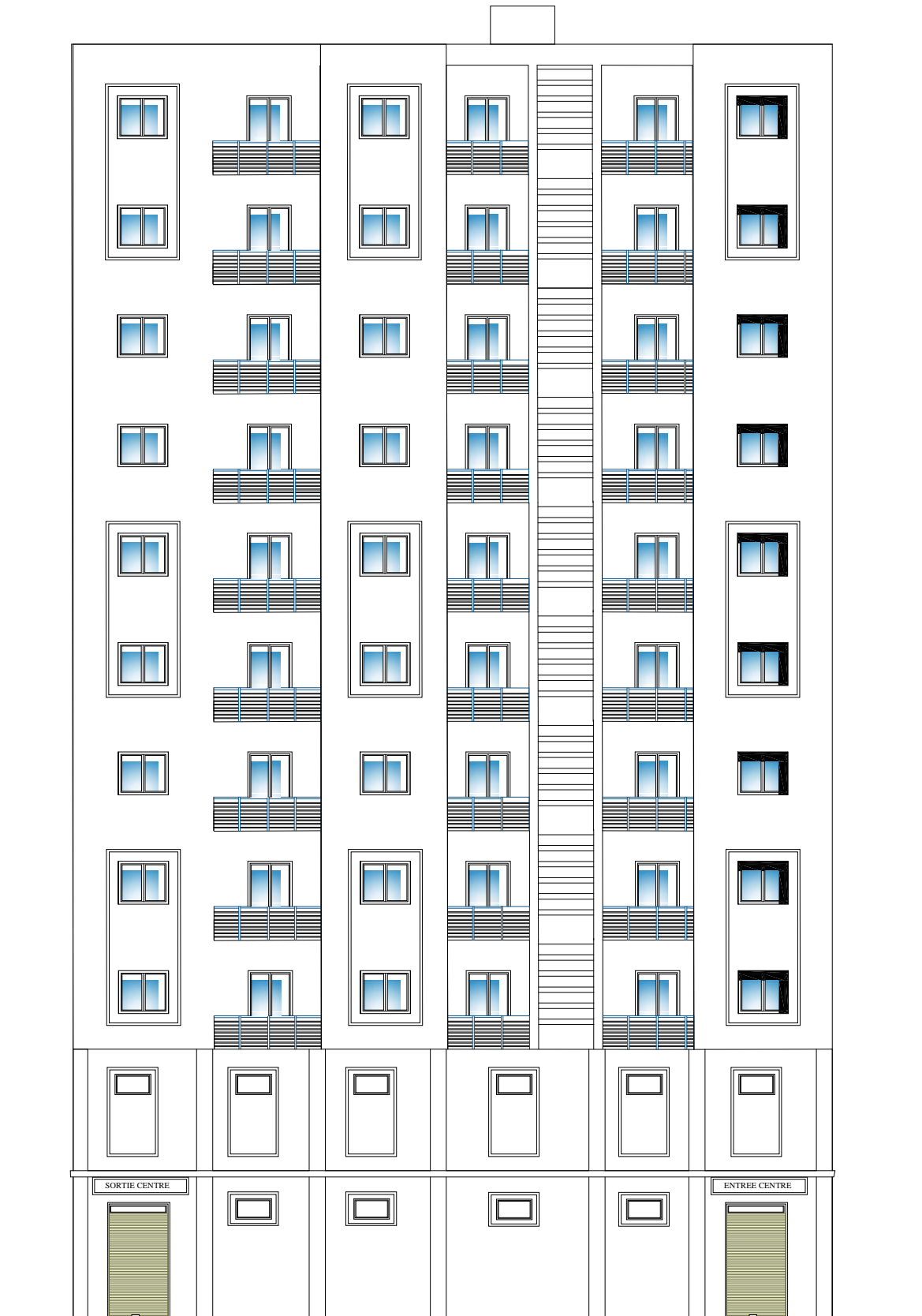
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- ✓ Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé (Mohamed Bellazougui)
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- ✓ Cours et TD du cursus



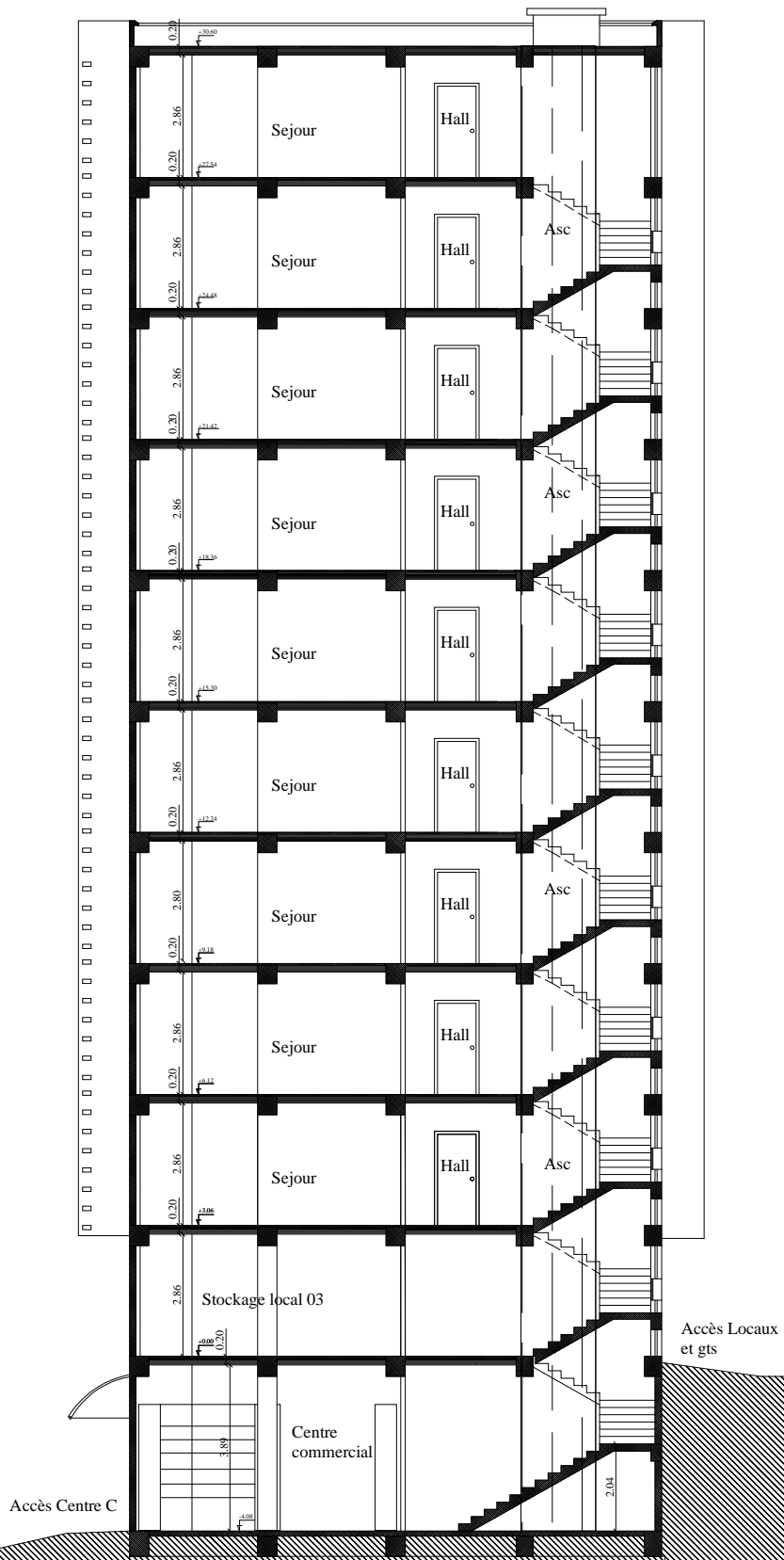


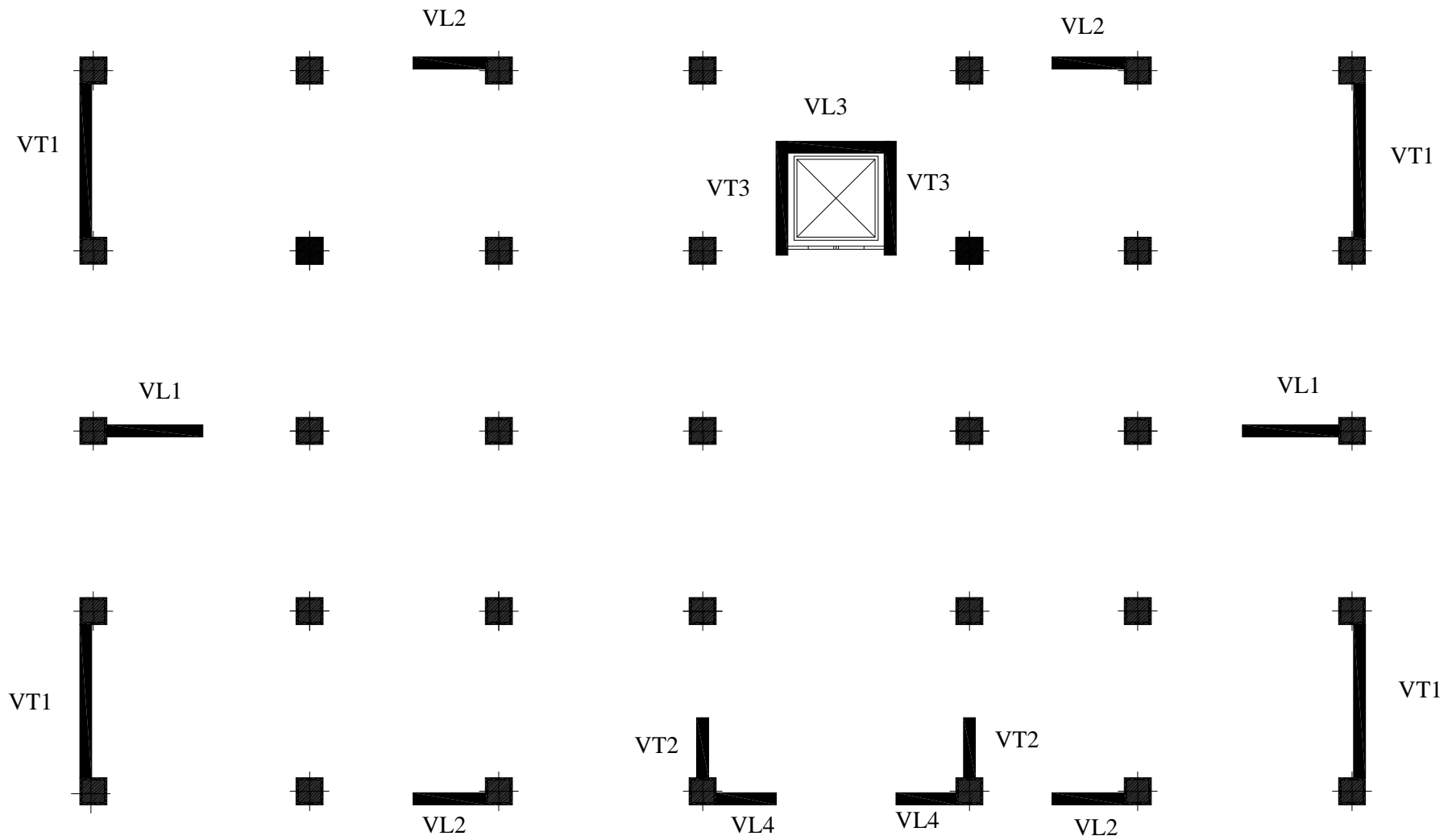
Asc

FACADE PRINCIPALE

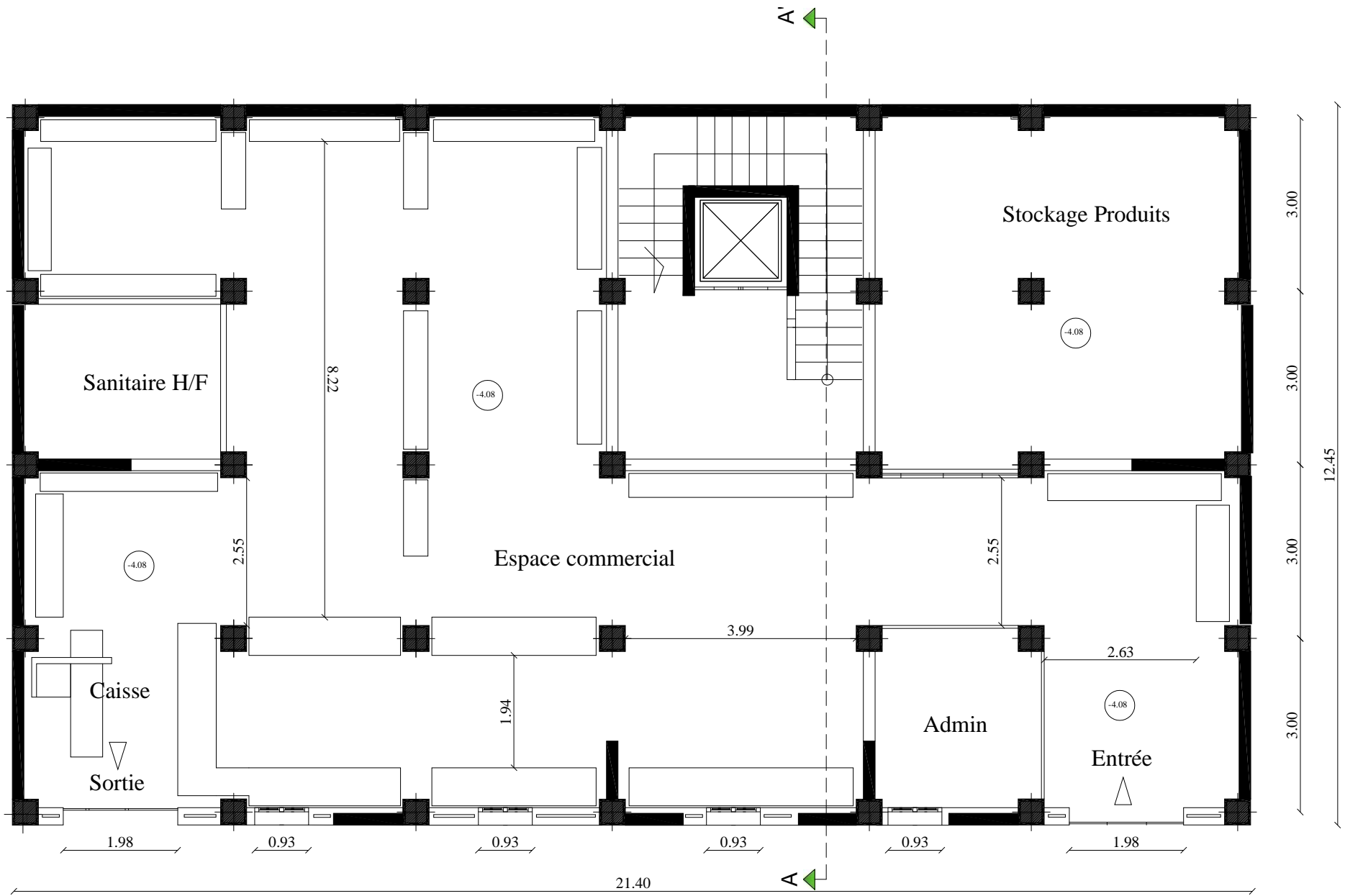


FACADE POSTERIEURE

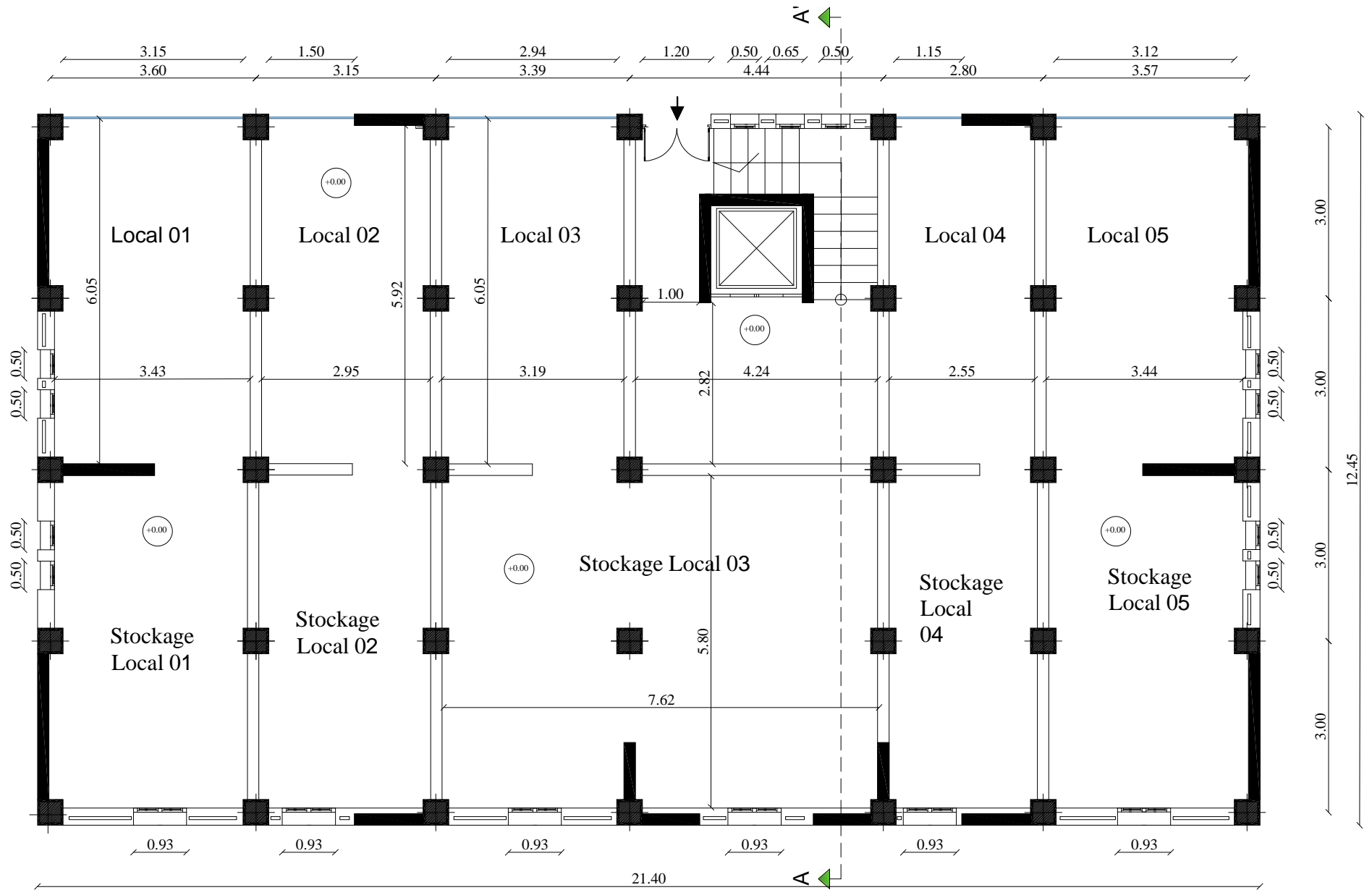




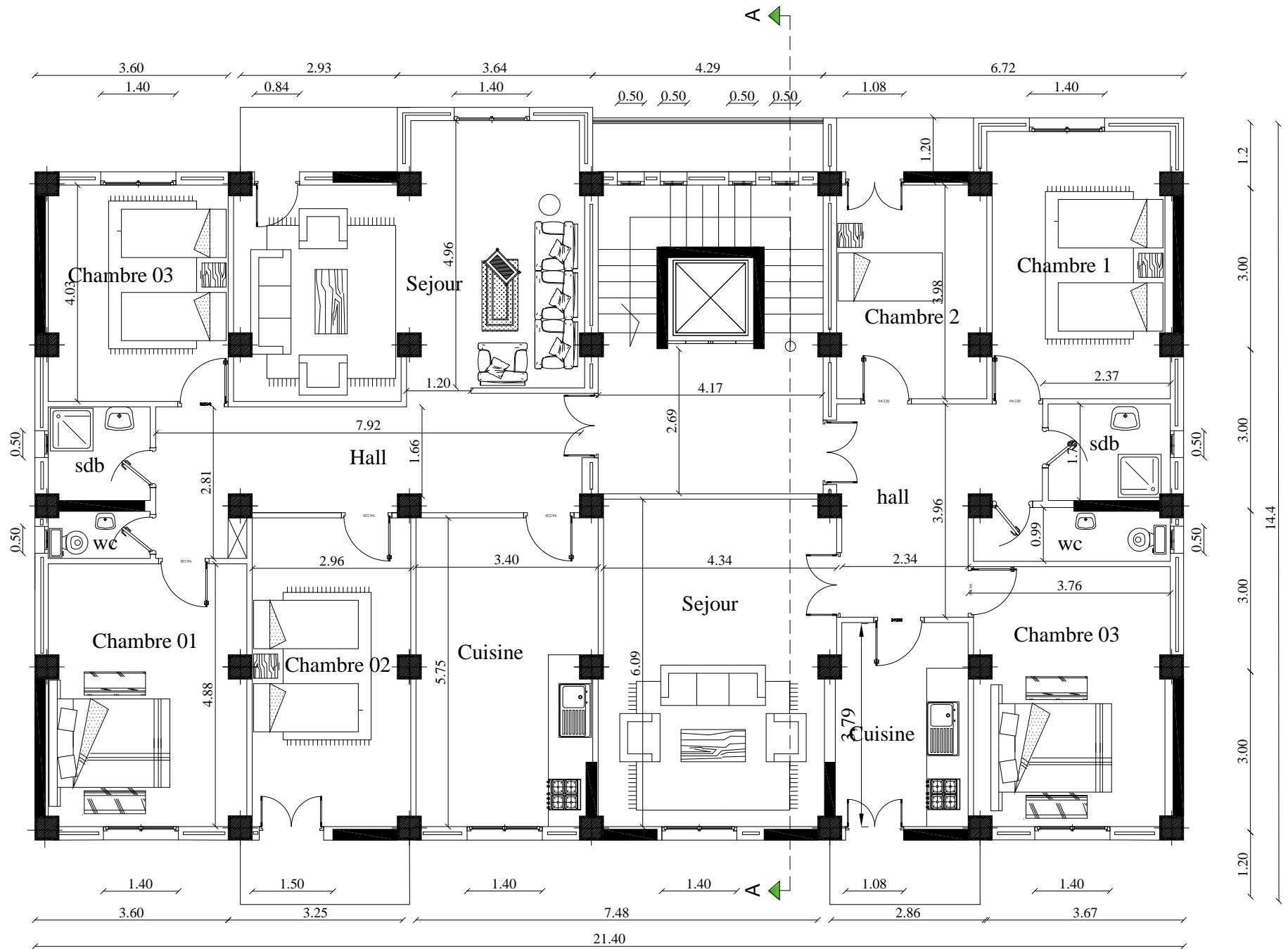
Dispositoin des voiles



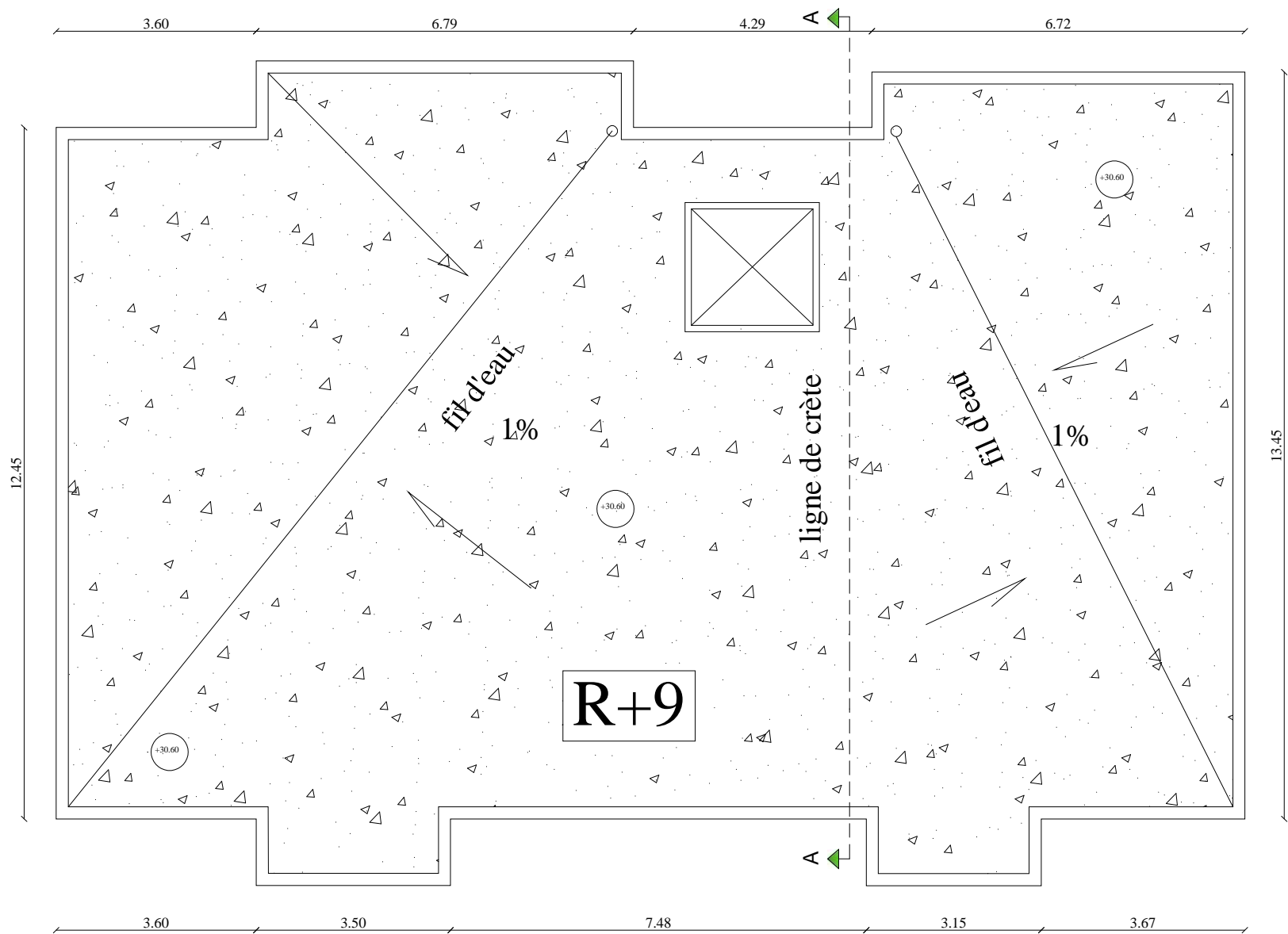
Entre- sol



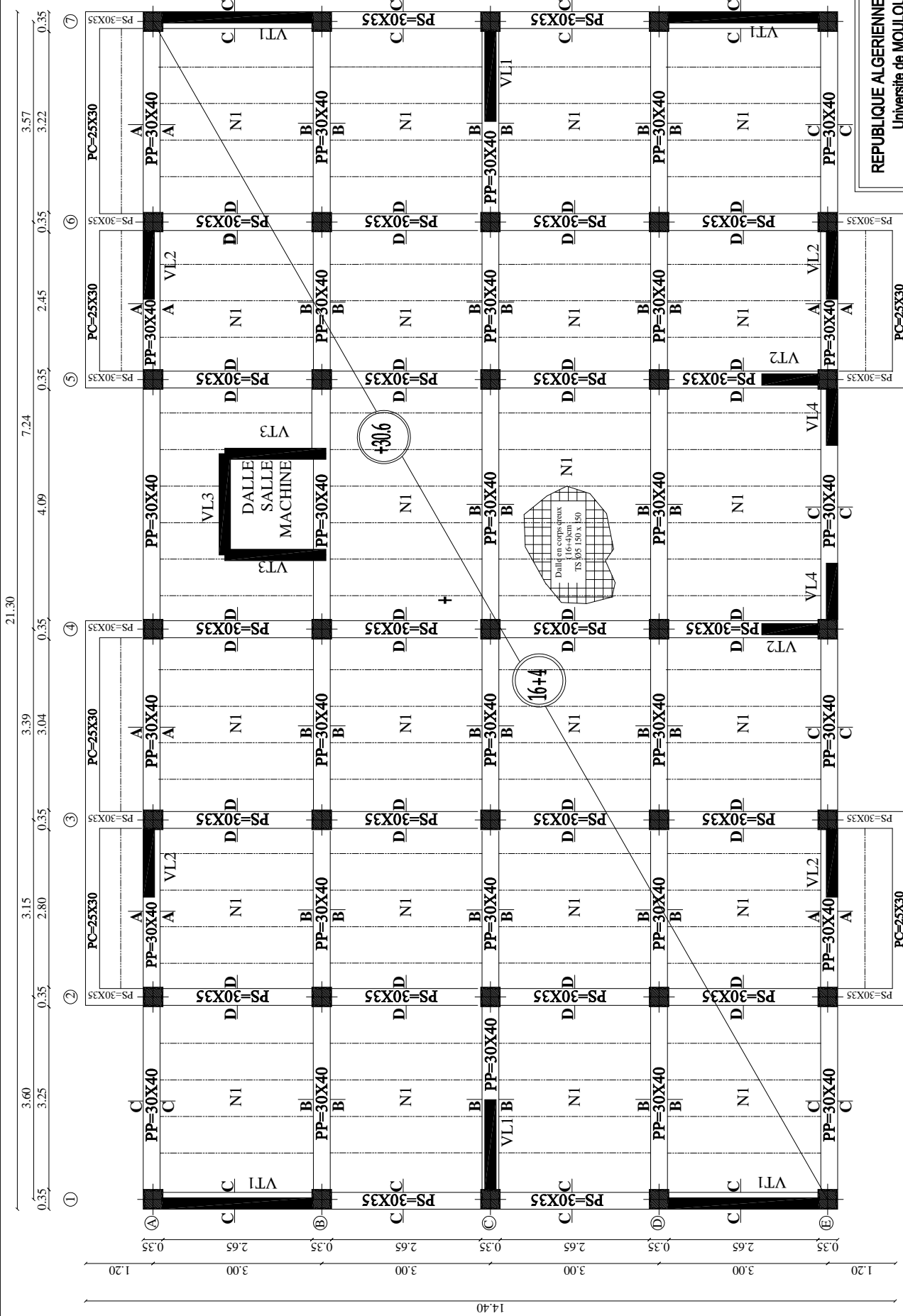
RDC



Etage courant



Plan terrasse



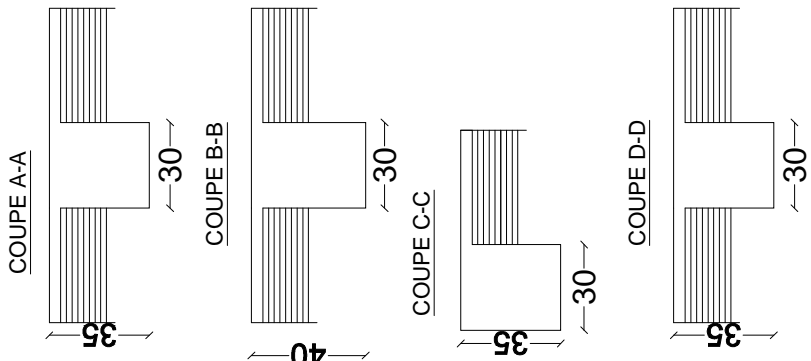
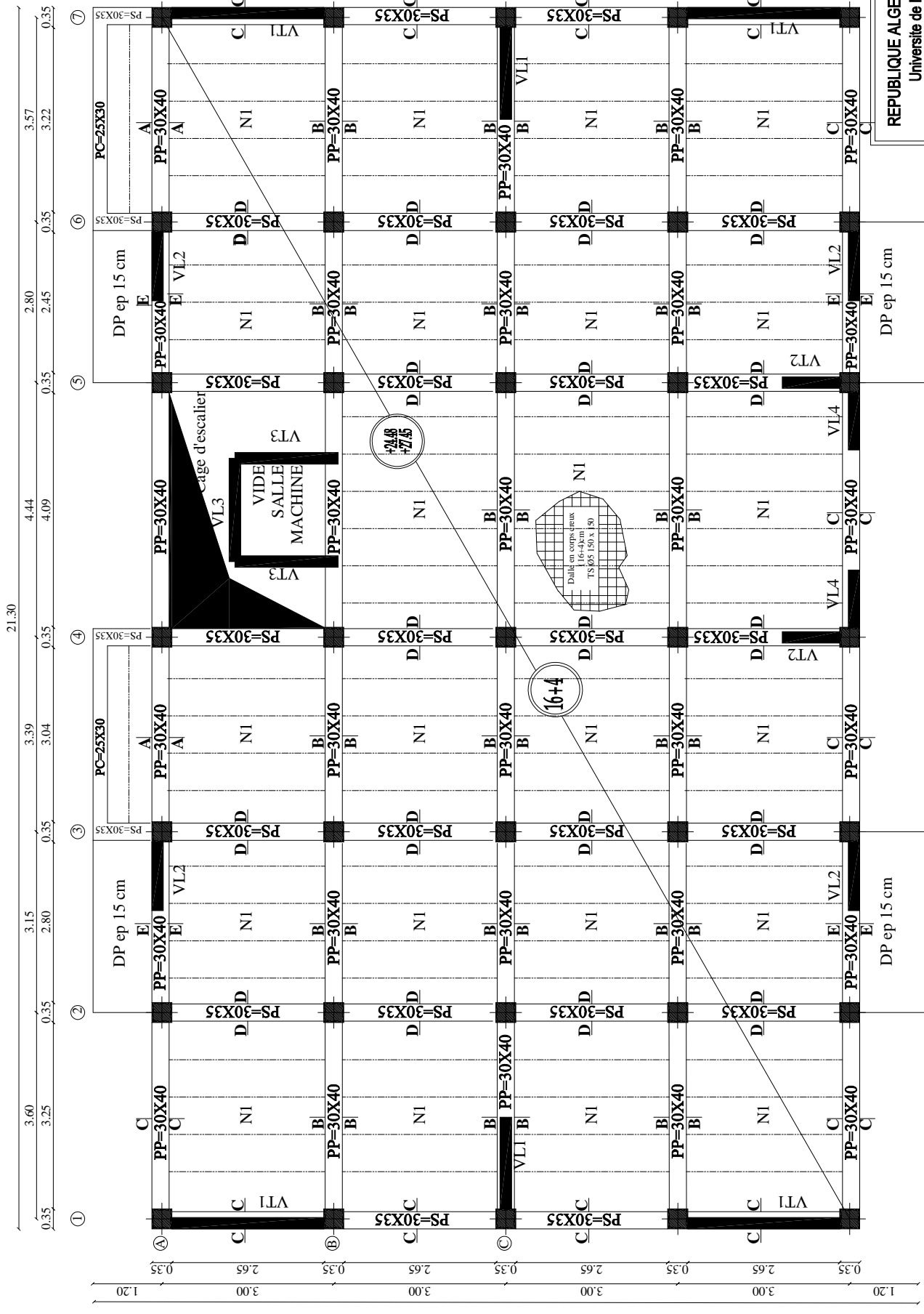
COFFRAGE PLANCHERS NIV +30.6

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUZ MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

COFFRAGE
ETAGE 9

DIRIGE PAR :
 Mr MANSOURI

ETUDE PAR: BELABBAS YACINE
 KEHADIR LOUNIS



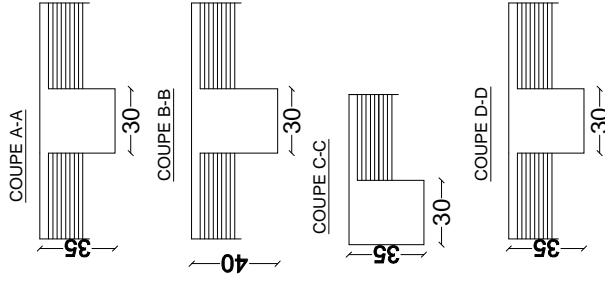
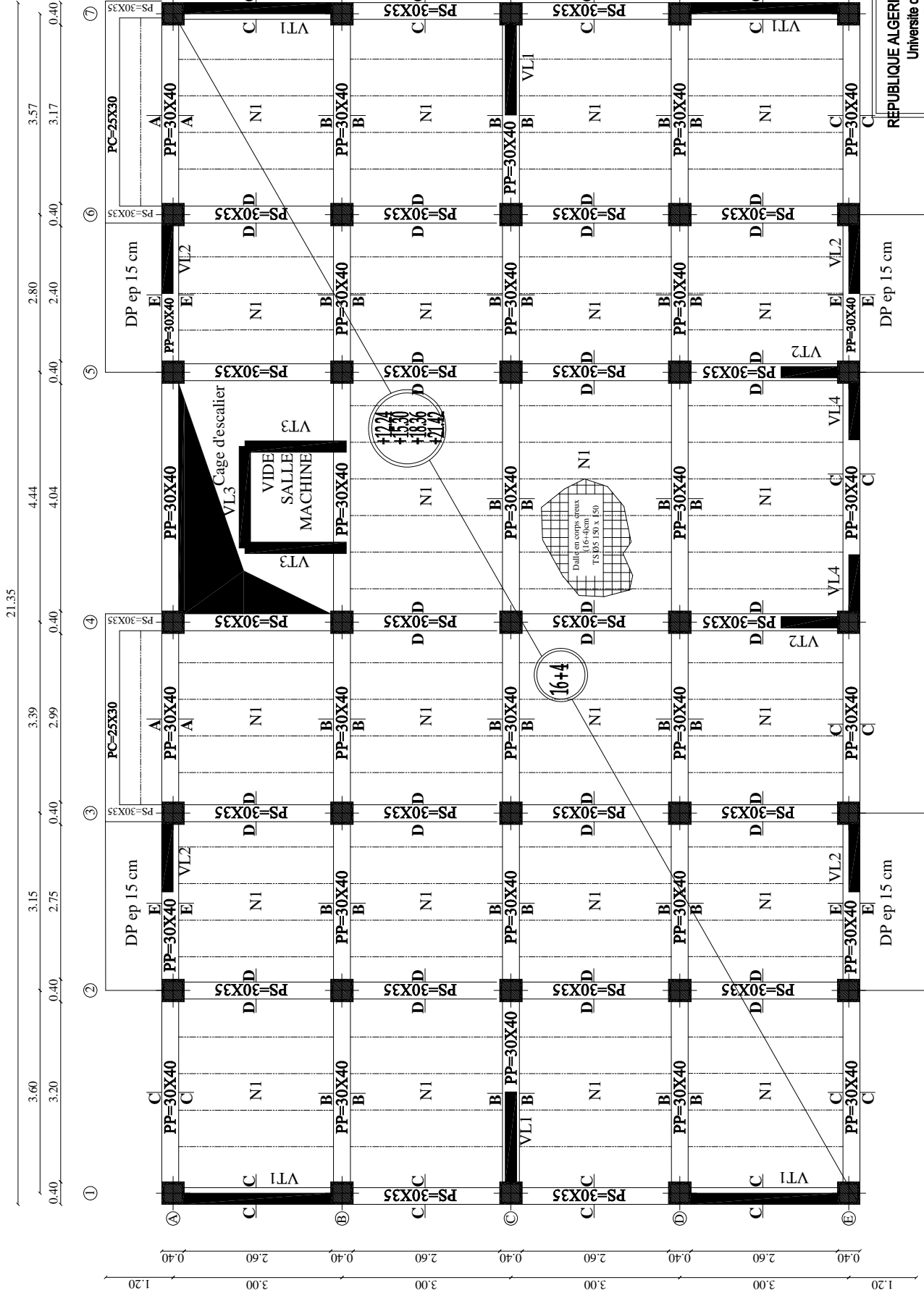
COFFRAGE PLANCHERS NIV +24.48 ET NIV +27.54

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

DIRIGE PAR :
 Mr **MAINSOURI**

ETUDIE PAR: BELABBAS YACINE
 KHADIR LOUNIS

COFFRAGE
ETAGE 7/8



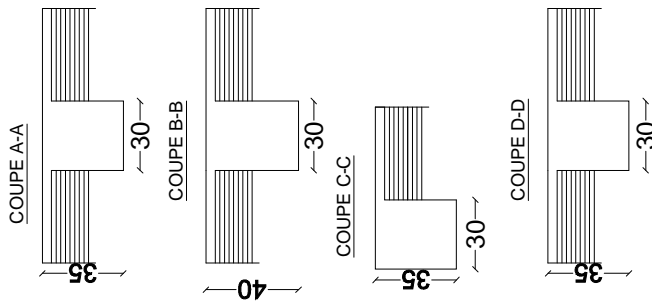
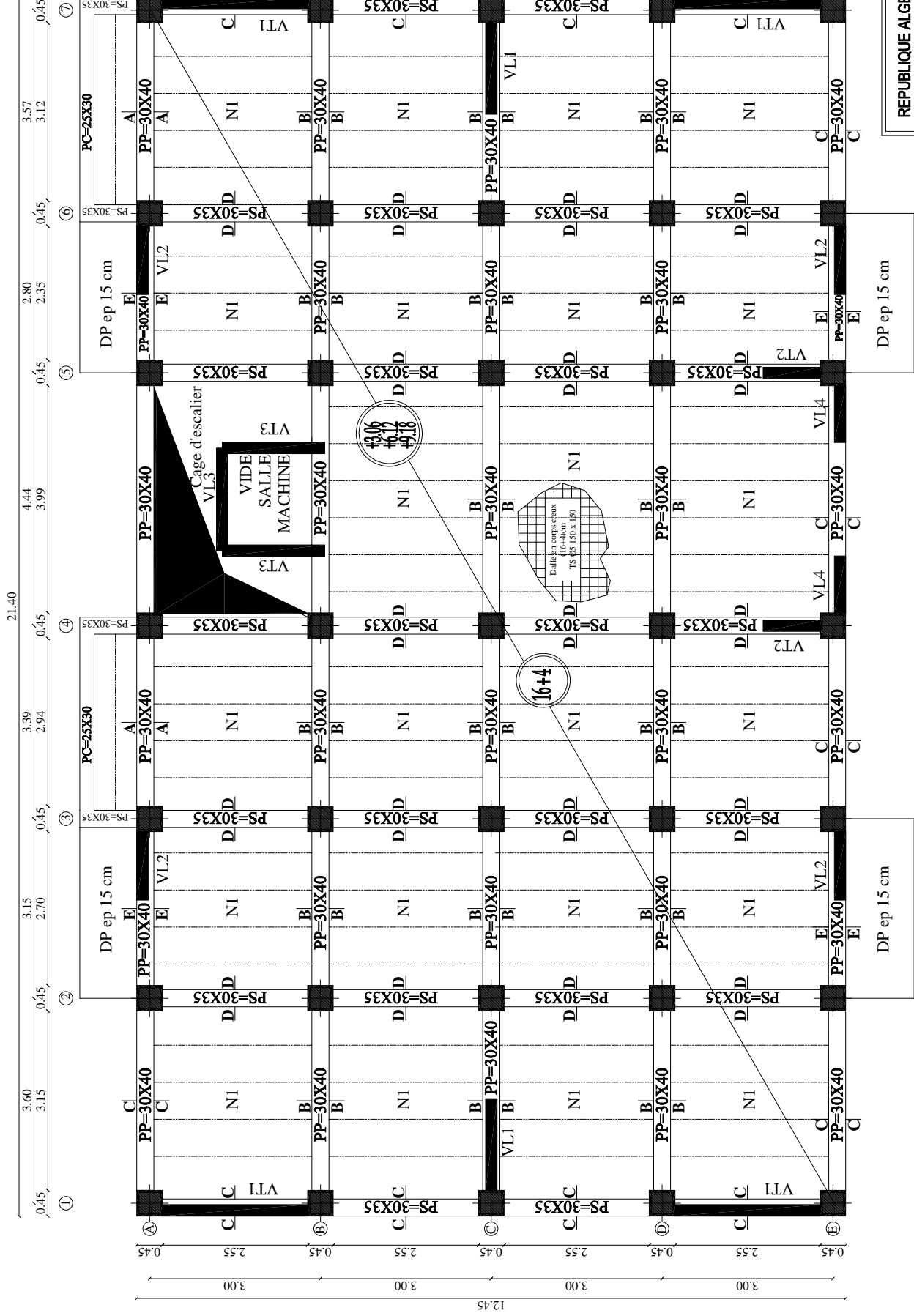
COFFRAGE PLANCHERS NIV+12.24 / NIV +15.30 /NIV +18.36 ET NIV +21.42

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUZ MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 M^r MANSOURI

ETUDIE PAR: BELABRAS YACINE
 KEHADIR LOUNIS

COFFRAGE
ETAGE 3/4/5/6



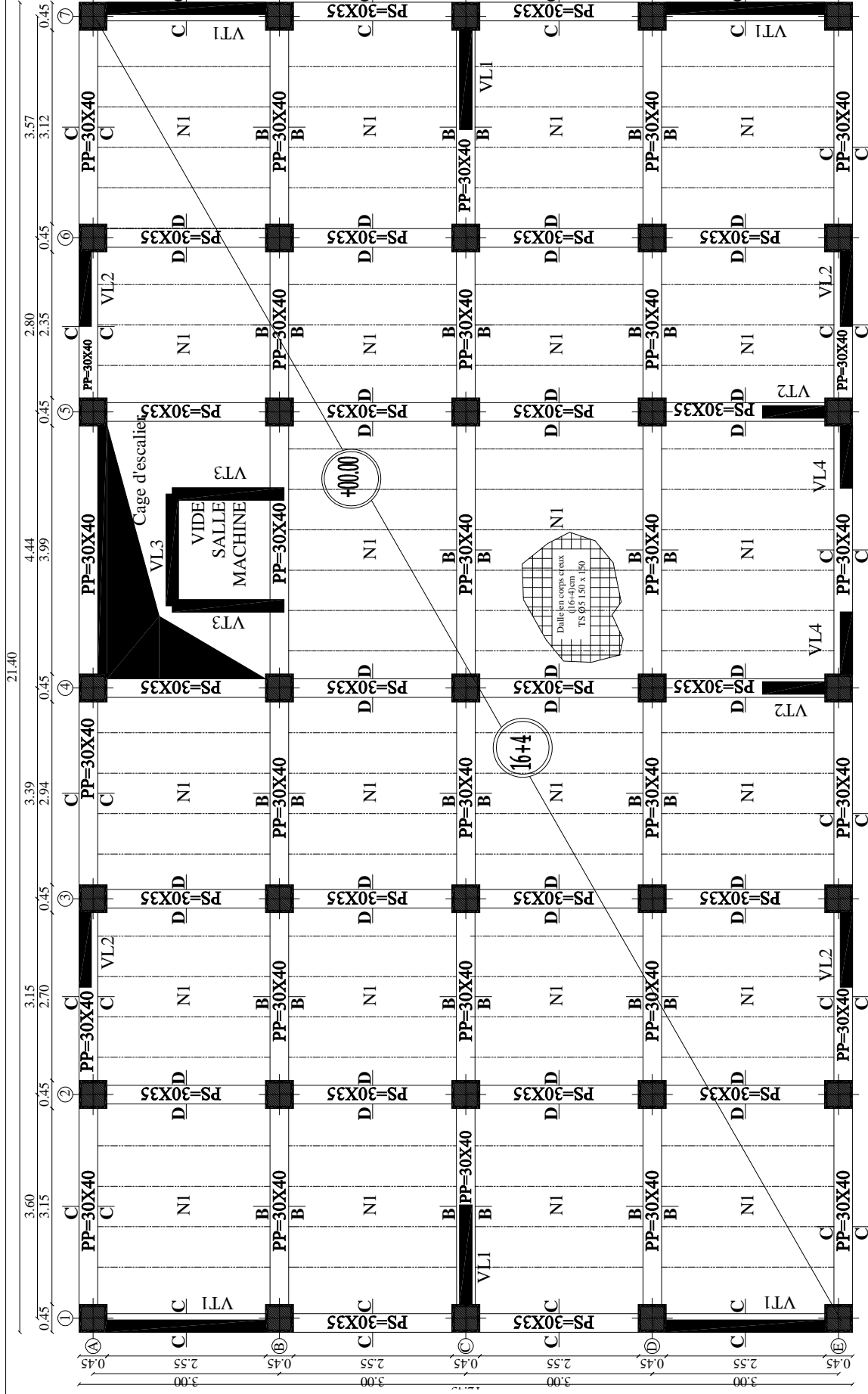
COFFRAGE PLANCHERS NIV +3.06 / NIV +6.12 ET NIV + 9.18

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

DIRIGE PAR :
 Mr MANSOURI

ETUDIE PAR: BELABBAS YACINE
 KHADIR LOUNIS

COFFRAGE
RDC/ET1/ET2



COFFRAGE PLANCHERS NIV ±0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

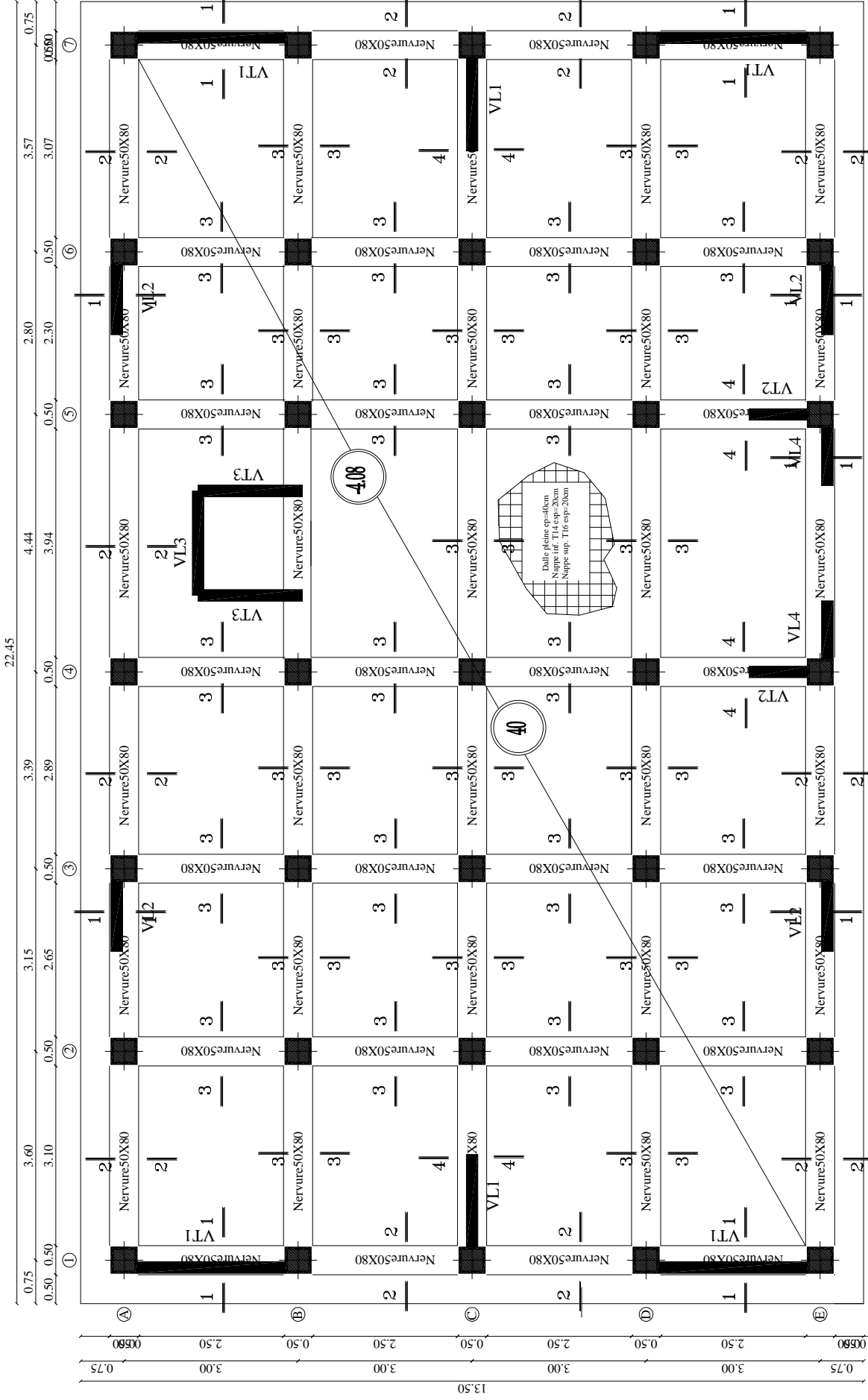
DIRIGE PAR :

Mr MANSOURI

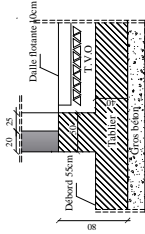
ETUDE PAR: BELABBAS YACINE
 KHADIR LOUNIS

COFFRAGE

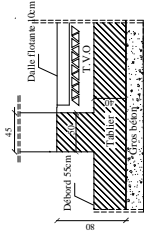
Entre SOL



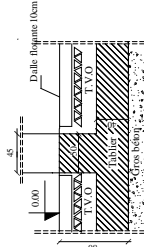
Coupe 1-1 Ech: 1/25



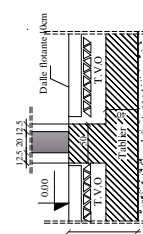
Coupe 2-2 Ech: 1/25



Coupe 3-3 Ech: 1/25



Coupe 4-4 Ech: 1/25



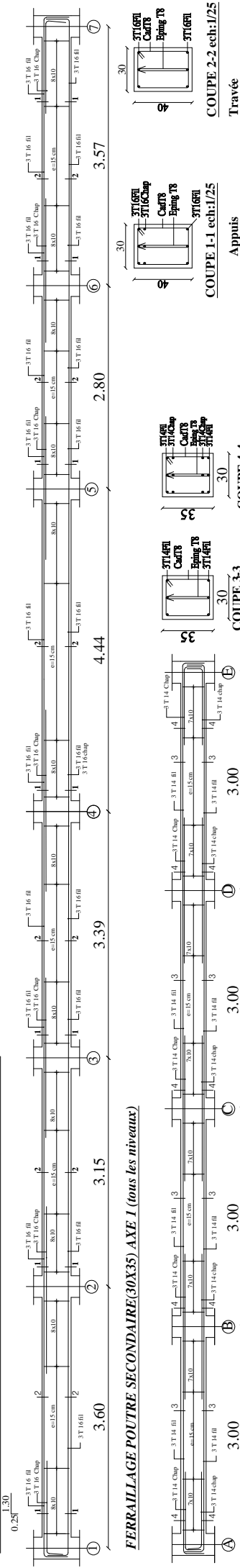
COFFRAGE FONDATIONS NIV -4.08 RADIER GENERALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte de la Construction
 Departement de Genie Civil

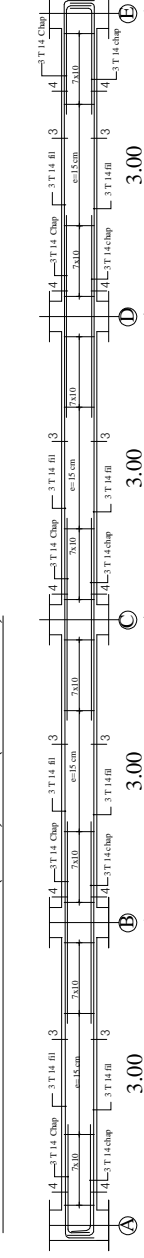
DIRIGE PAR :
 Mr MANSOURI
 ETUDIE PAR: BELABBAS YACINE
 KHADIR LOUNIS

**COFFRAGE
 RADIER**

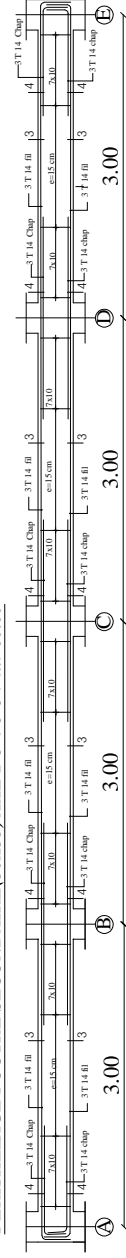
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE (30X40) AXE A-B-C-D-E (tous les niveaux)



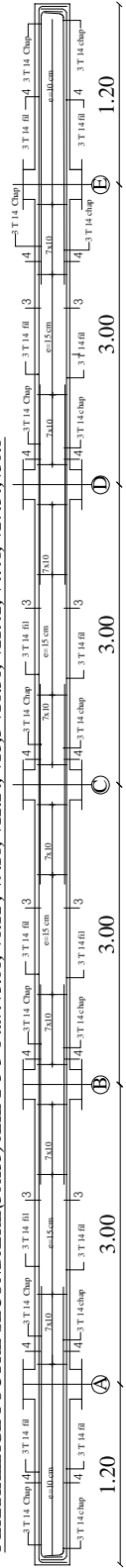
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE I (tous les niveaux)



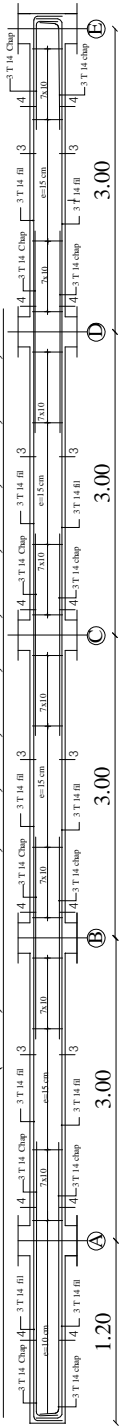
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE 2-3-4-5-6-7 niv 00.00



FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE 2-3-5-6 niv: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24, +15.3, +18.36, +21.42, +4.48, +27.54, +30.6



FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE (30X35) AXE 4-7 niv: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24, +15.3, +18.36, +21.42, +24.48, +27.54, +30.6



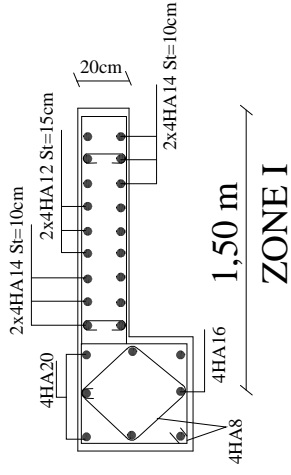
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mr **MANSOURI**

ETUDIE PAR: BALABBAS YACINE
 KHADIR LOUNIS

FERRAILLAGE
DES POUTRES

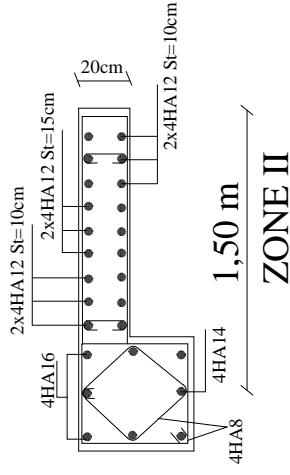
Voile VL1 L=1.50 m ep=20 cm



1,50 m

ZONE I

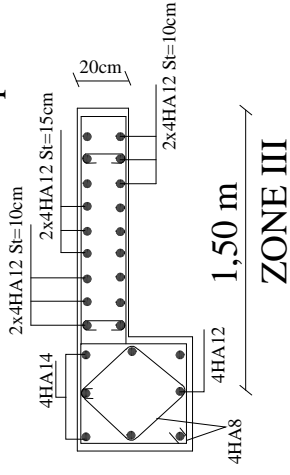
Voile VL1 L=1.50 m ep=20 cm



1,50 m

ZONE II

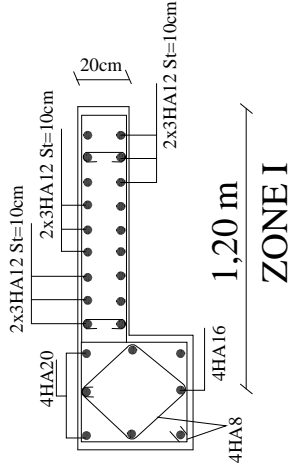
Voile VL1 L=1.50 m ep=20 cm



1,50 m

ZONE III

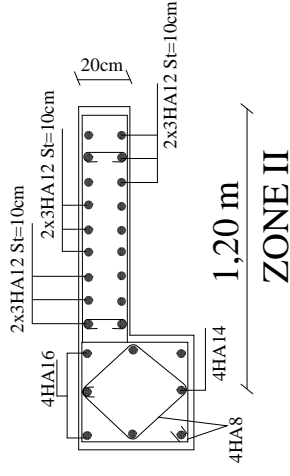
Voile VL2 L=1.20 m ep=20 cm



1,20 m

ZONE I

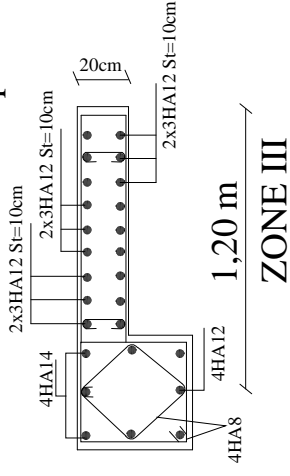
Voile VL2 L=1.20 m ep=20 cm



1,20 m

ZONE II

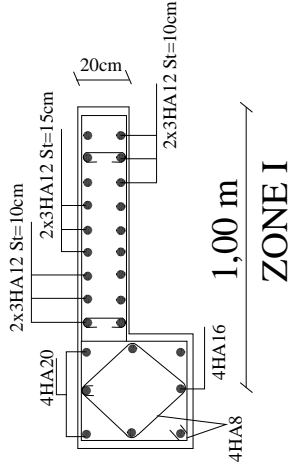
Voile VL2 L=1.20 m ep=20 cm



1,20 m

ZONE III

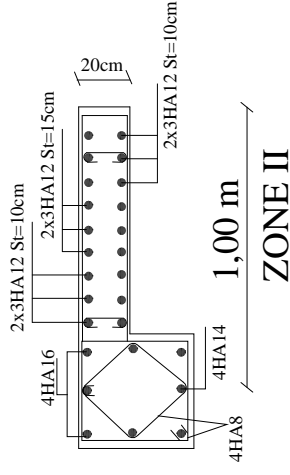
Voile VL4 L=1.00 m ep=20 cm



1,00 m

ZONE I

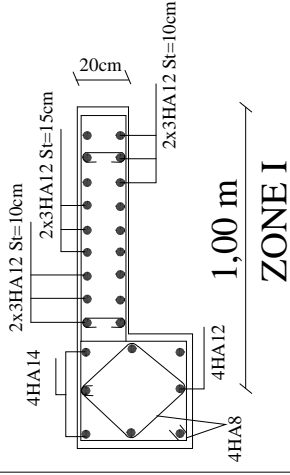
Voile VL4 L=1.00 m ep=20 cm



1,00 m

ZONE II

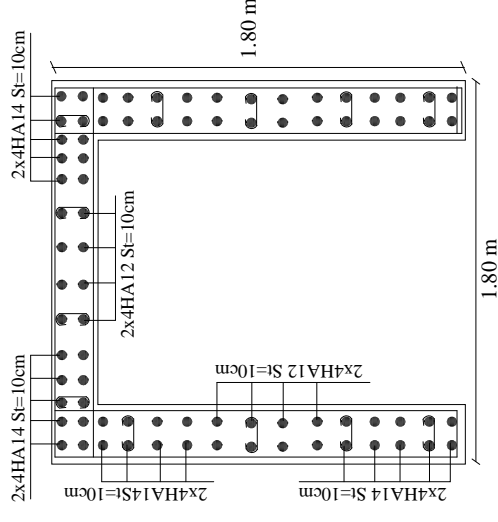
Voile VL4 L=1.00 m ep=20 cm



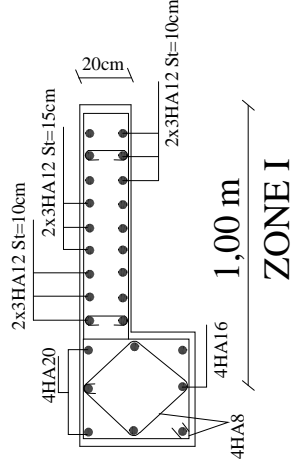
1,00 m

ZONE I

Voile Ascenseur

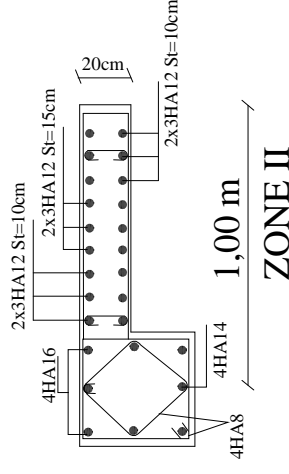


Voile VT2 L=1.00 m ep=20 cm



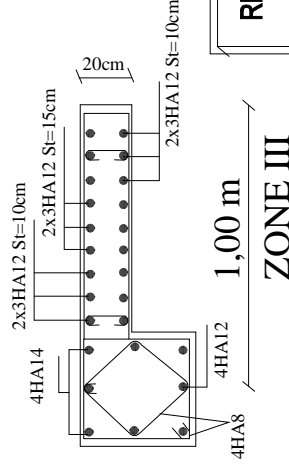
ZONE I

Voile VT2 L=1.00 m ep=20 cm



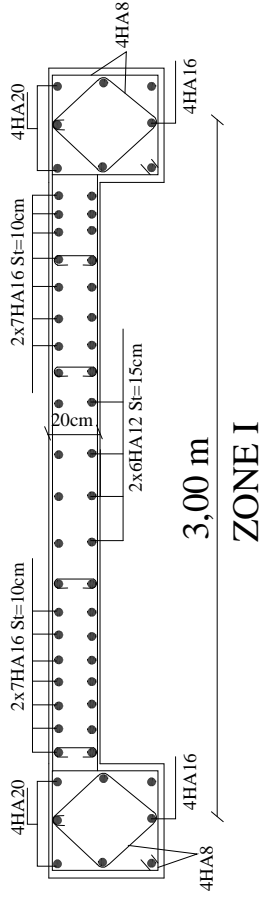
ZONE II

Voile VT2 L=1.00 m ep=20 cm



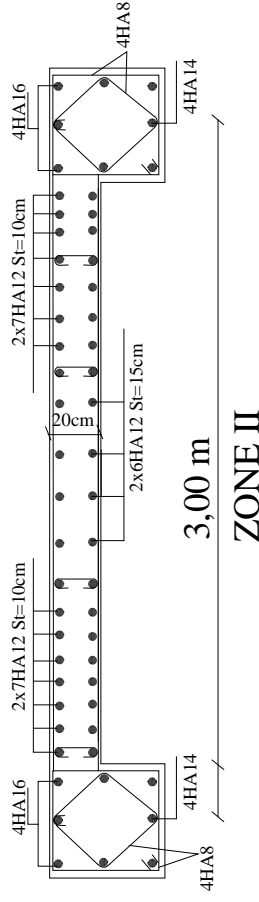
ZONE III

Voile VT1 L=3.00 m ep=20 cm



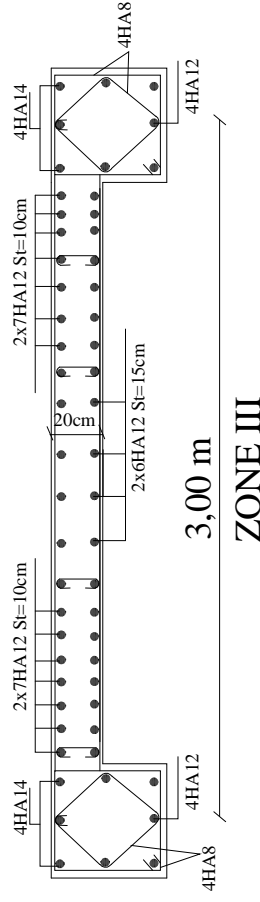
ZONE I

Voile VT1 L=3.00 m ep=20 cm



ZONE II

Voile VT1 L=3.00 m ep=20 cm



ZONE III

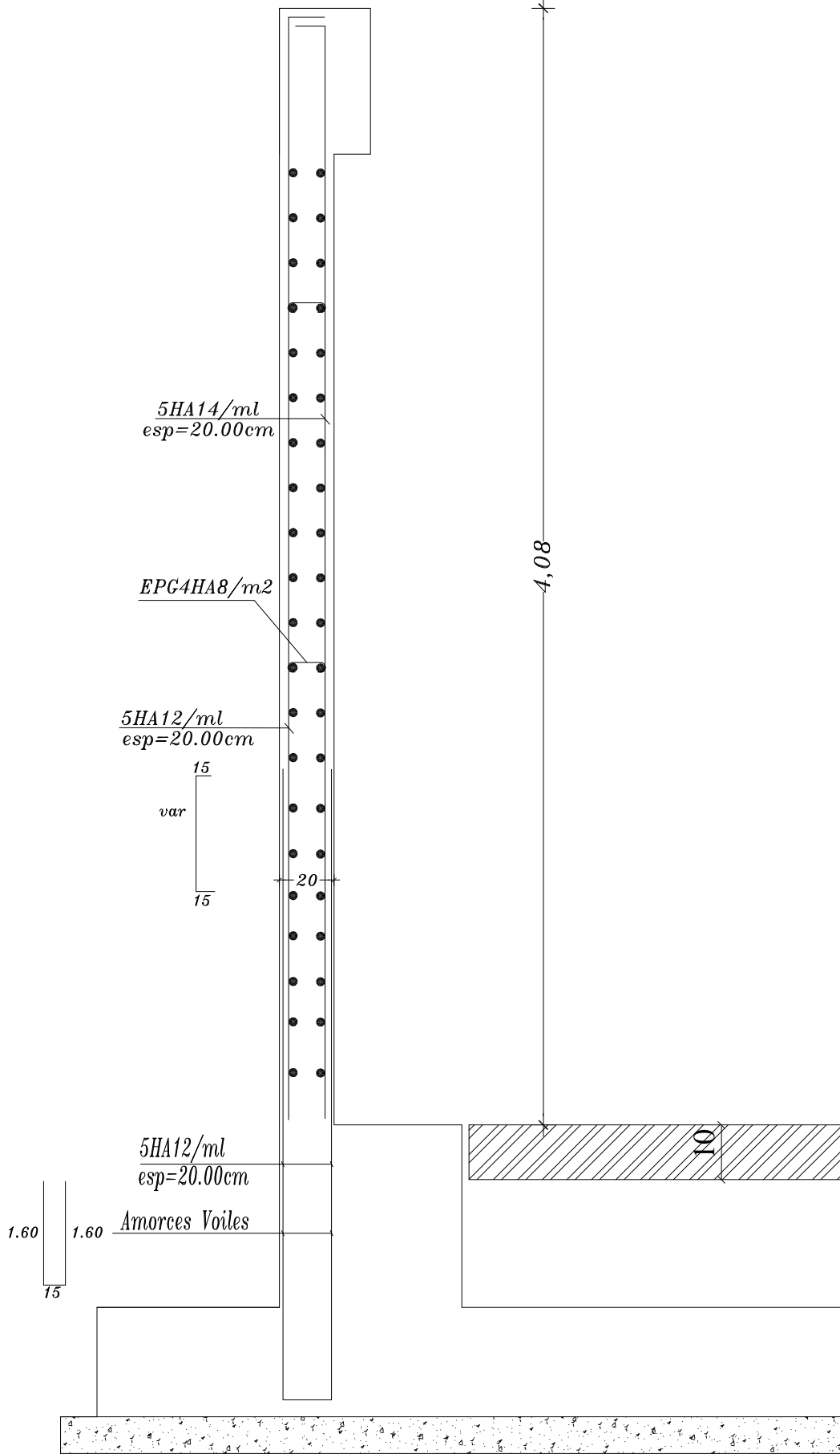
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULoud MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme MANSOURI

ETUDIE PAR: BELABACE YACINE
 KHADIR LOUNIS

Ferrailage des
 voiles

FERRAILLAGE MUR PLAQUE



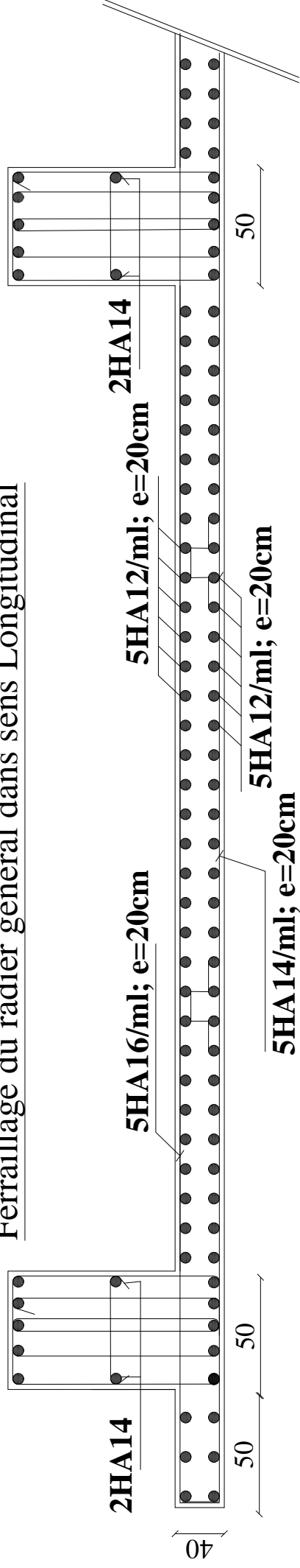
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :
Mme MANSOURI

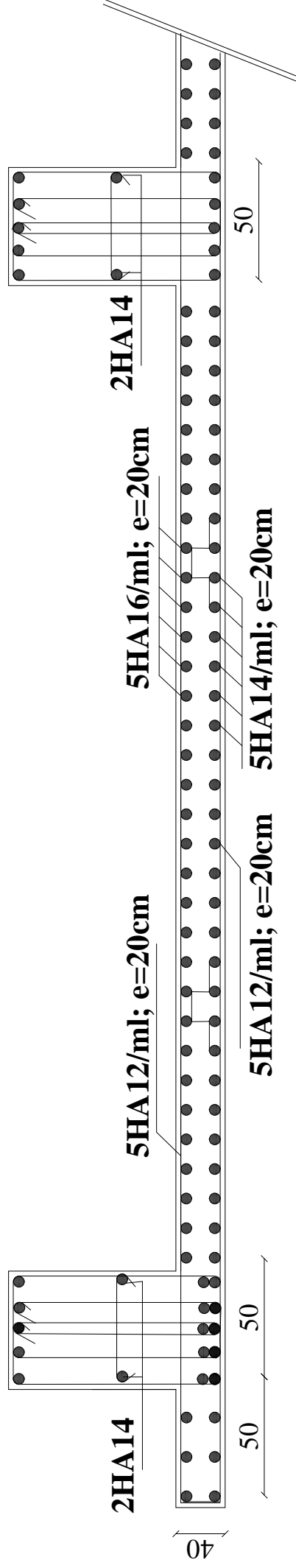
ETUDIE PAR: BELABACE YACINE
KHADIR LOUNIS

FERRAILLAGE
MUR PLAQUE

Ferraillage du radier général dans sens Longitudinal



Ferraillage du radier général dans sens transversal



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

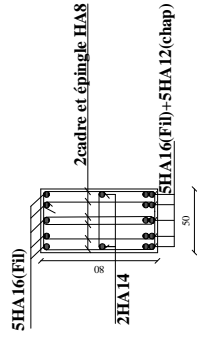
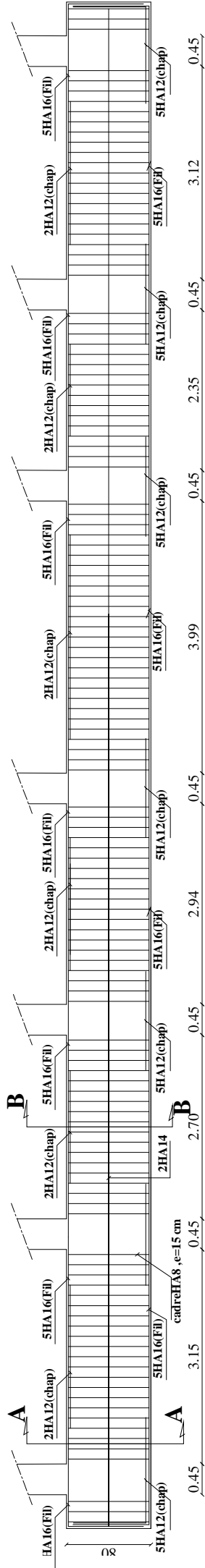
DIRIGE PAR :

Mr MANSOURI

ETUDIE PAR: BELABBAS YACINE
KHADIR LOUNIS

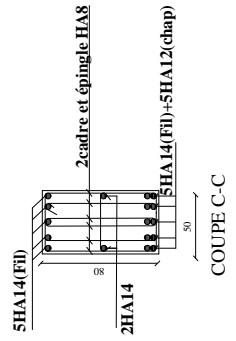
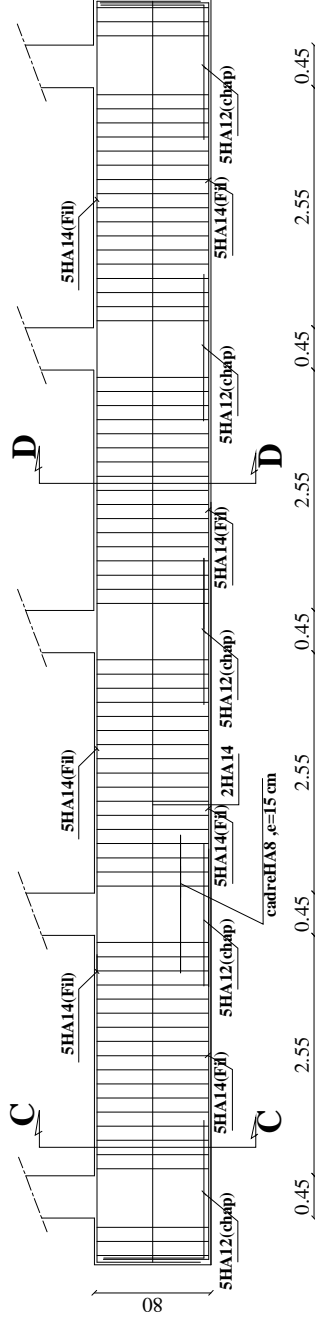
Ferraillage du radier

Ferrailage de la nervure dans sens Longitudinal

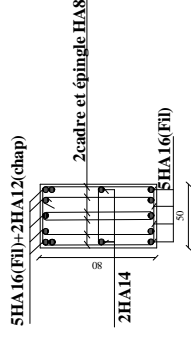


COUPE A-A

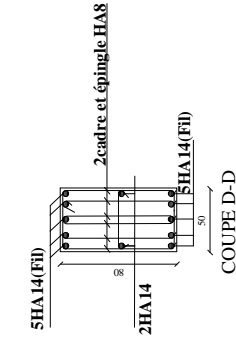
Ferrailage de la nervure dans sens Transversal



COUPE C-C



COUPE B-B



COUPE D-D

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

DIRIGE PAR :

Mme MANSOURI

ETUDE PAR: BELABACE YACINE
 KHADIR LOUNIS

Ferrailage de
 nervure