

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté génie de construction
Département Génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

Thème :

***Etudes d'une structure d'un bâtiment
(R+5+ SOUS SOL + COMBLE) contreventes par
des voiles porteurs***



Dirigé par :
M .ADJRAD .A

Etudié par :
M. CHIKHI MEZIANE
M. OULD HADDA FOUAD

Promotion 2022/2023

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire de fin d'étude

*Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur **Mr. ADJRAD** qui nous a beaucoup aidés.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre Profonde gratitude sont adressés à tous nos amis qui nous ont soutenus et encouragés.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mes parent , puisse
Dieu les garder.*

*A mon frère et. A tous mes amis qui m'ont beaucoup
aidé et soutenu.*

*Remerciement spécial à mon binôme
Meziane, après tant d'obstacles nous y sommes
arrivées ! Nous avons réussi !*

*Un remerciement à MR. Adjrad pour l'aide
précieuse qu'elle nous a apporté au cours de
ce travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à
l'élaboration de ce mémoire. A toutes les personnes que
j'aime.*

O.FOUAD

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parent , puisse Dieu les garder.

A mon frère, A ma sœur et. A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidé et soutenu.

Remerciement spécial à mon binôme Fouad, après tant d'obstacles nous y sommes arrivées ! Nous avons réussi !

Un remerciement à MR. Adjrad pour l'aide précieuse qu'elle nous a apporté au cours de ce travail.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire. A toutes les personnes que j'aime.

C .Meziane

Liste des tableaux

Tableau I.1 : caractéristique des aciers utilisés

Tableau I.1 : Les contraintes des aciers utilisés

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA2003

Tableau II.2 : dimension minimale des voiles

Tableau II.3 : charge permanente de la toiture

Tableau II.4 : charge permanente du plancher de l'étage courant et RDC

Tableau II.5 : charge permanente du mur extérieur

Tableau II.6 : charge permanente du mur intérieur

Tableau II.7 : les surcharges d'exploitation données par le DTR

Tableau II.8 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Tableau II.9 : Tableaux récapitulatif de la descente des charges

Tableau II.10 : Récapitulatif des résultats

Tableau III.A.1 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU

Tableau III.A.2 : Efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.A.3 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS

Tableau III.A.4 : Efforts tranchants à l'ELS

Tableau III.B.1 : Charges permanentes du palier

Tableau III.B.2 : Charges permanentes de la volée

Tableau III.D.1 : Calcul des sollicitations

Tableau IV.1 : Inertie des voiles sens (x-x)

Tableau IV.2 : Inertie des voiles sens (y-y)

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres principales

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres secondaires.

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux sens transversal

Tableau IV.7 : Rigidités des poteaux sens transversal

Tableau IV.8 : Rigidités des portique sens longitudinal

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles longitudinaux

Tableau IV.10 : Rigidités des voiles transversaux

Tableau IV-11 : Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens X-X

Tableau IV-12 : Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens Y-Y

Tableau V.1 : Vérification de l'effort normal réduit

Tableau V.2: vérification de l'excentricité

Tableau V.3: vérification de l'effort tranchant a la base.

Tableau V.4: Vérification du déplacement inter-étages

Tableau V.5: Vérification de l'effet $-\Delta$

Tableau VI.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

Tableau VI.1.2 : ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodale

Tableau VI .1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS.

Tableau VI.1.7 : vérifications Condition de non fragilité

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principal en travée.

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principal en appuis.

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres secondaire en travée

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaire en appuis.

Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP

Tableau V1.2.7 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté.

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

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Tableau VII.4 : Ferrailage du radier.

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

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

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

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

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur plaque.

Tableau VIII.2 : vérification des contraintes à ELS

Listes des figures

Figure I.1: Coupe horizontale d'escalier
Figure I.2 : schéma descriptif du mur extérieur
Figure I.3 : diagramme des contraintes de déformation à l'ELU
Figure I.4 : Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'ELS
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation

Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux
Figure II.2 : Coupe d'une poutrelle
Figure II.3 : dimension de la poutre
Figure II.4 : Coupe d'un voile
Figure II.5 : vue en plan d'un voile
Figure II.6: présentation du plancher étage courant
Figure II.7 : présentation du mur extérieur
Figure II.8 : présentation du mur extérieur
Figure II.9 : coupe verticale de l'acrotère

Figure III.A.1 : Coupe transversal du plancher
Figure III.A.2: Treillis soudé de 15x15cm²
Figure III.A.3 : surface revenant aux poutrelles
Figure III.A.4 : Schéma statique de la poutrelle
Figure III.A.5: Moments aux appuis et en travées à l'ELU
Figure III.A.6 : diagrammes des efforts internes à l'ELU
Figure III.A.7 : dimensions de la section en T
Figure III.A.8 : coupe schématique de la poutrelle (travée)
Figure III.A.9 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS
Figure III.A.10 : diagrammes des efforts internes à l'ELS
Figure III. A.11: ferrailage du plancher
Figure III.B.1: Schéma général d'une volée
Figure III.B.2 : Schéma statique d'escalier
Figure III.B.3 : Schéma statique d'escalier
Figure III.B.4 : Tronçon I
Figure III.B.5 : Tronçon II
Figure III.B.6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU
Figure III.B.7 : schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.
Figure III.B.8 : Diagramme des efforts interne à l'ELS
Figure III.B.9 : Schéma statique de calcul
Figure III.B.10: plan de ferrailage de l'escalier.
Figure III.B-11 : schéma statique d'escalier
Figure III.B-12: Tronçon I
Figure III.B-13 : Tronçon II
Figure III.B-14 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU
Figure III.B.15: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.
Figure III.B-16 : Diagramme des efforts interne à l'ELS
Figure III.C.1 : schéma statique de balcon
Figure III.C.2 : Schéma ferrailage du balcon
Figure III.D.1 : Schéma statique de L'acrotère
Figure III.D.2 : Diagrammes des efforts internes.
Figure III.D.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.
Figure III.E.1 : Schéma de chargement de chevron

Figure III.E.2 : Diagramme des moments fléchissant
Figure III.E.3 : Diagramme des moments fléchissant

Figure IV.1: Refend longitudinal.
Figure IV.2: Refend transversal.
Figure IV.3 : Identification des paramètres

Figure V.1 : Vue de distribution schématisée des voiles.
Figure V.2 : Vue en 3D de la structure.
Figure V.3 : Vue en 3D du diaphragme

Figure VI.1.1 : Zone nodale
Figure VI.1.2: Ferrailage Poteau 40x40
Figures VI.1.3 : Ferrailage Poteau 35x35
Figures VI.1.4 : Ferrailage Poteau 30x30
Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.
Figure VI.2.2: Ferrailage des poutres principal en appuis.
Figure VI.2.3: Ferrailage des poutres principal en travée.
Figure VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaire en appuis
Figure VI.2.5 : Ferrailage des poutres secondaire en travée.
Figure VI.3.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)
Figure VI.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).
Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).
Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure VII.1 : dimensionnement d'une fondation
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes
Figure VII.3: Schéma statique du débord.
Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.
Figure VII.5 : Répartition triangulaire.
Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).
Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Figure VIII.1: Schéma statique du Mur
Figure VIII.2: Diagramme des contraintes
Figure VIII.3: panneau le plus sollicité
Figure VIII.4: Section transversal du mur plaque.
Figure VIII.5 : Ferrailage du mur plaque

Sommaire

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 2

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments 14

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1 Les planchers 30

III.2 : Escaliers49

III.3 : balcon 83

III.4 : acrotère88

III.5 : poutre palière 98

III.6 : Charpente 108

Chapitre IV : Etude du contreventement 114

Chapitre V : Modélisation et vérifications des conditions du RPA
125

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

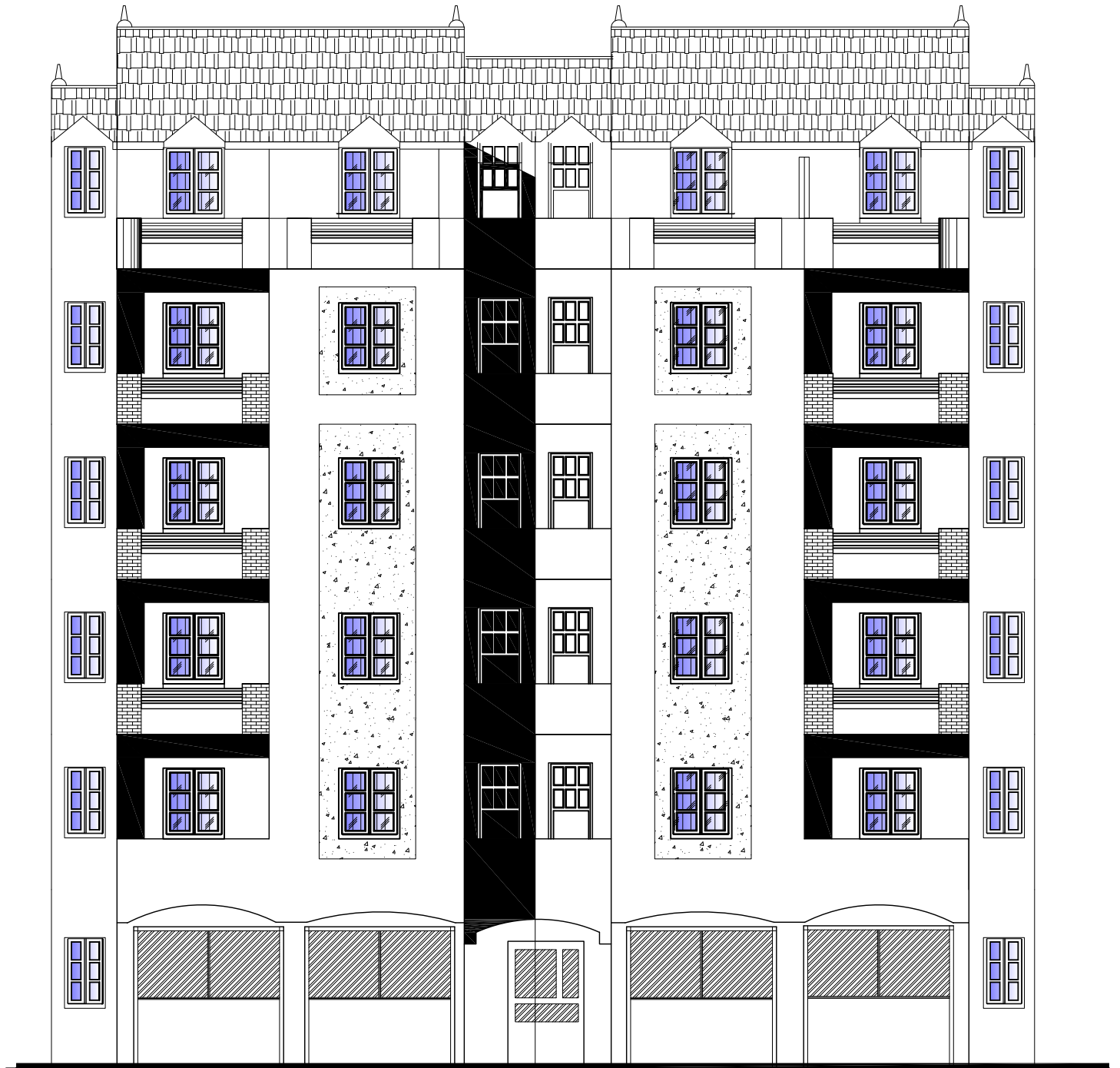
V.1 : Ferrailage des poteaux 139

V.2 : Ferrailage des poutres153

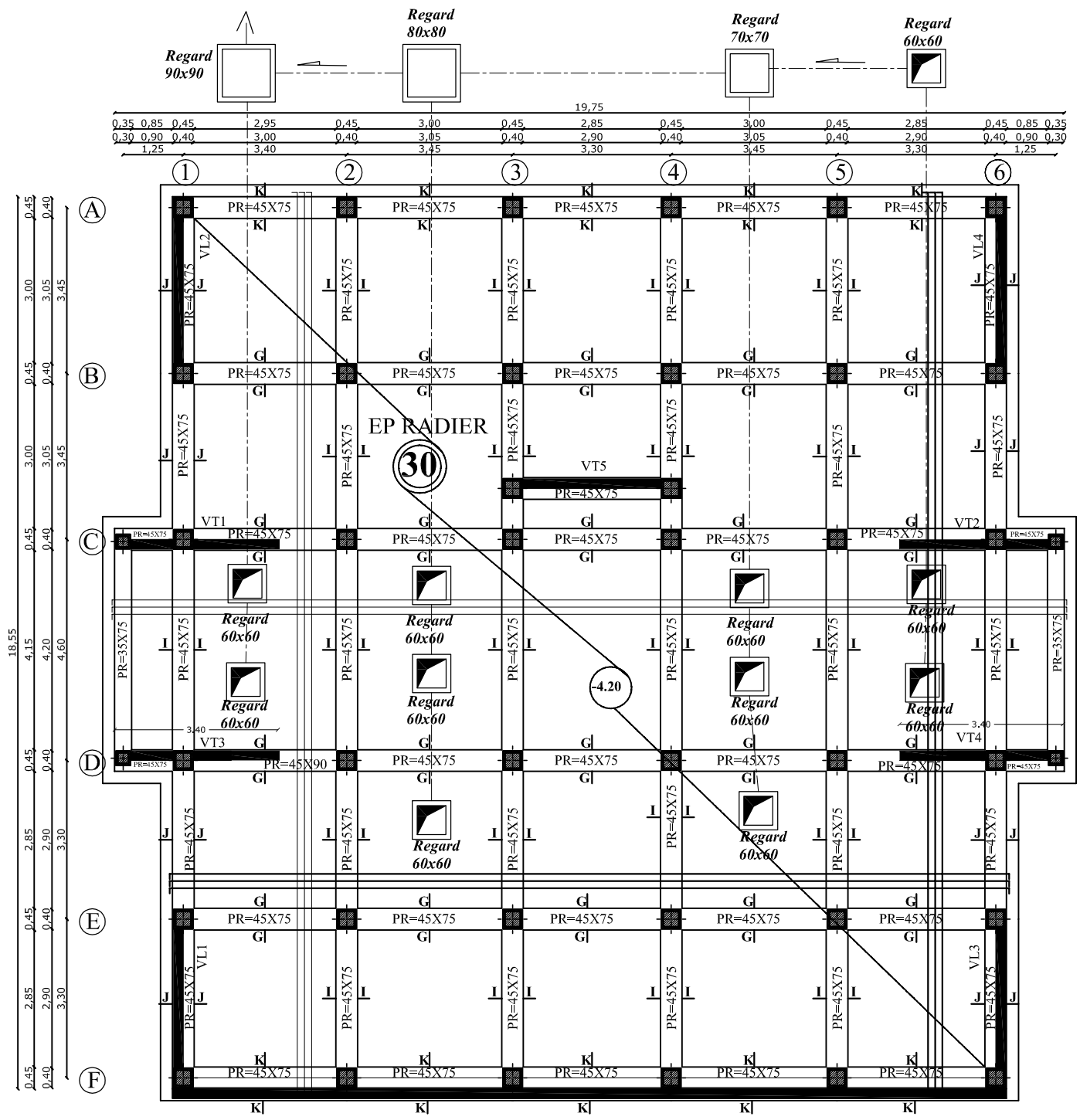
V.3 : Ferrailage des voiles165

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 177

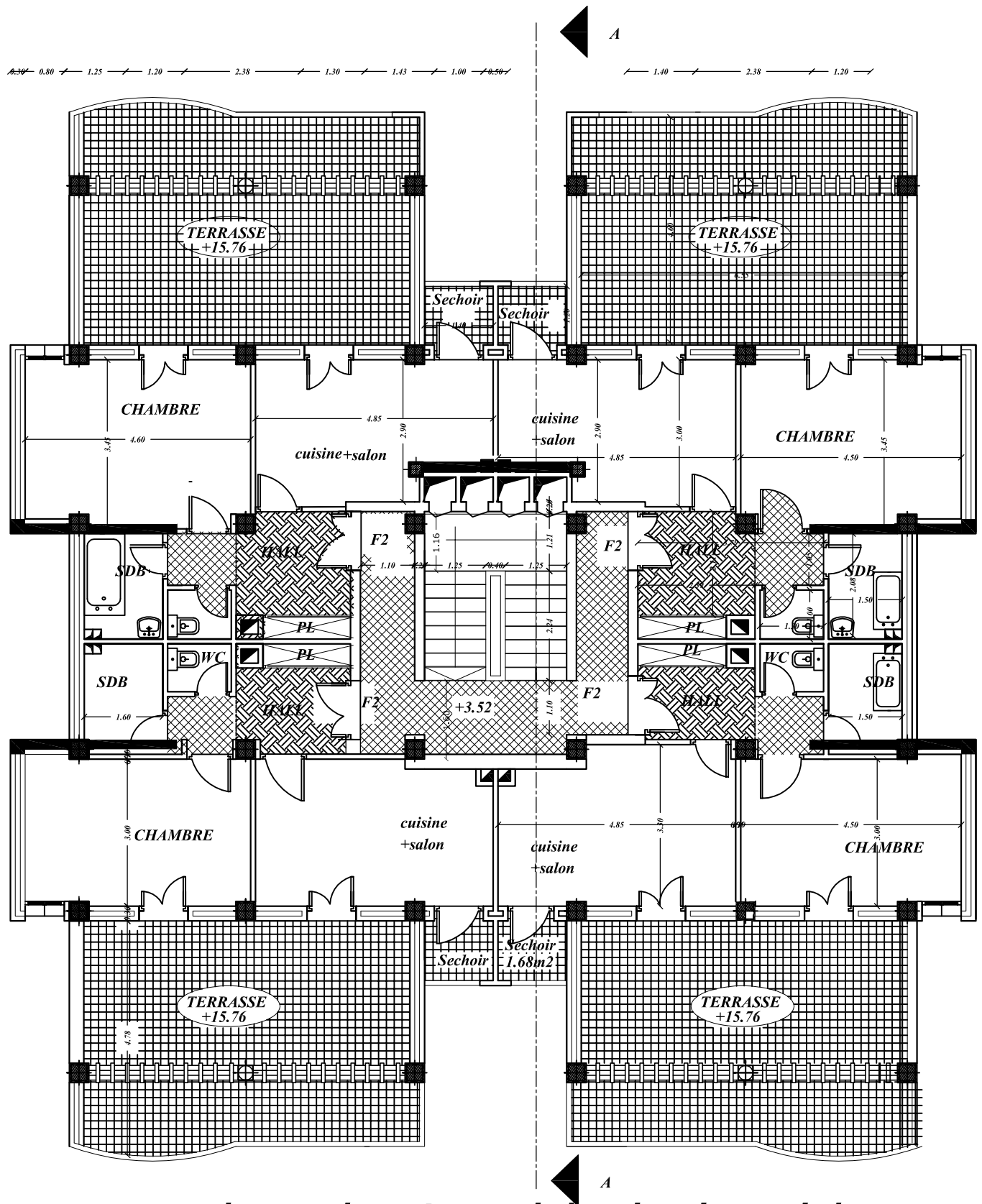
Chapitre VIII : MUR DE SOUTÈNEMENT 202



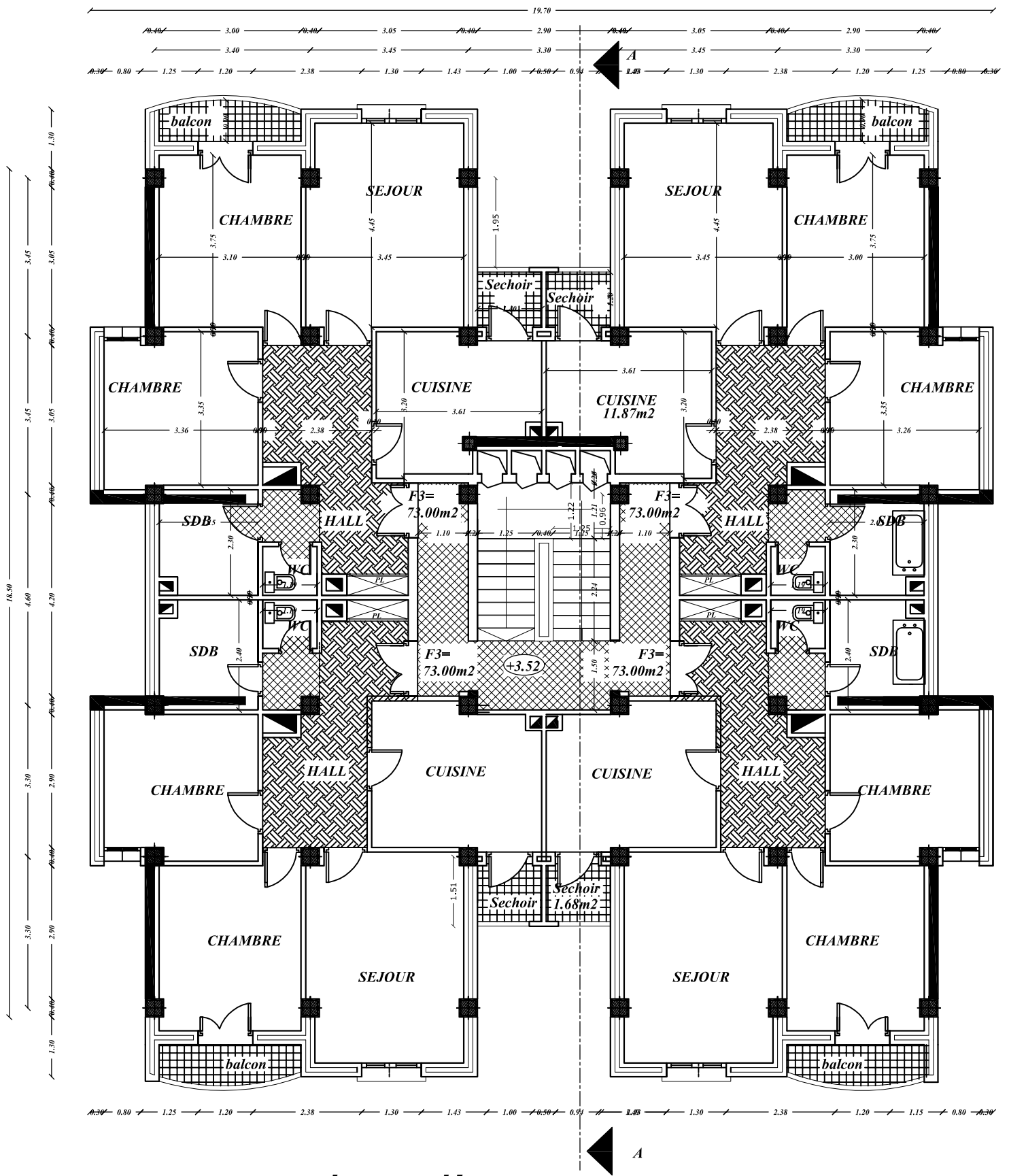
FACADE PRINCIPALE



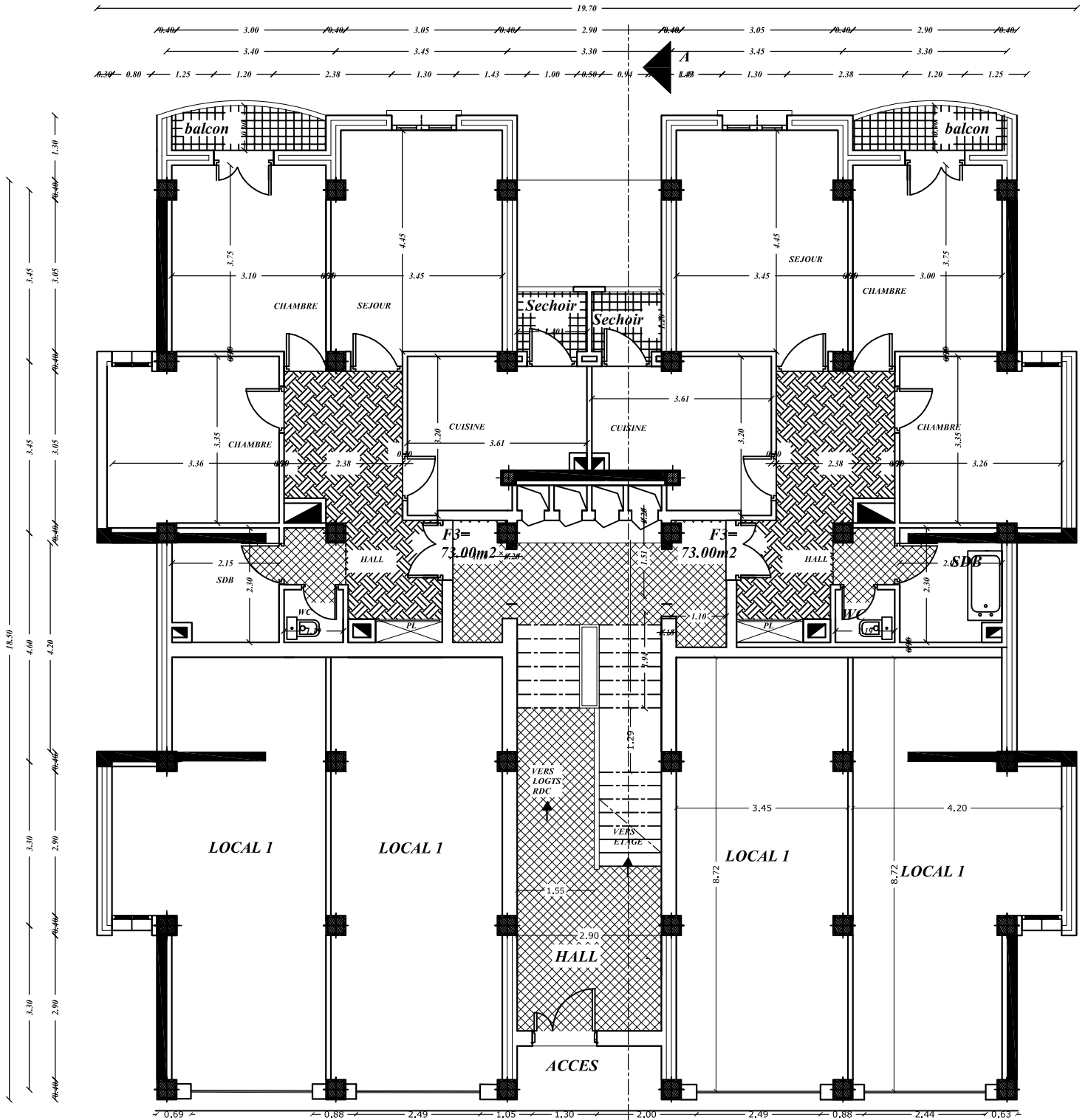
COFFRAGE RADIER NIV-4.20 m



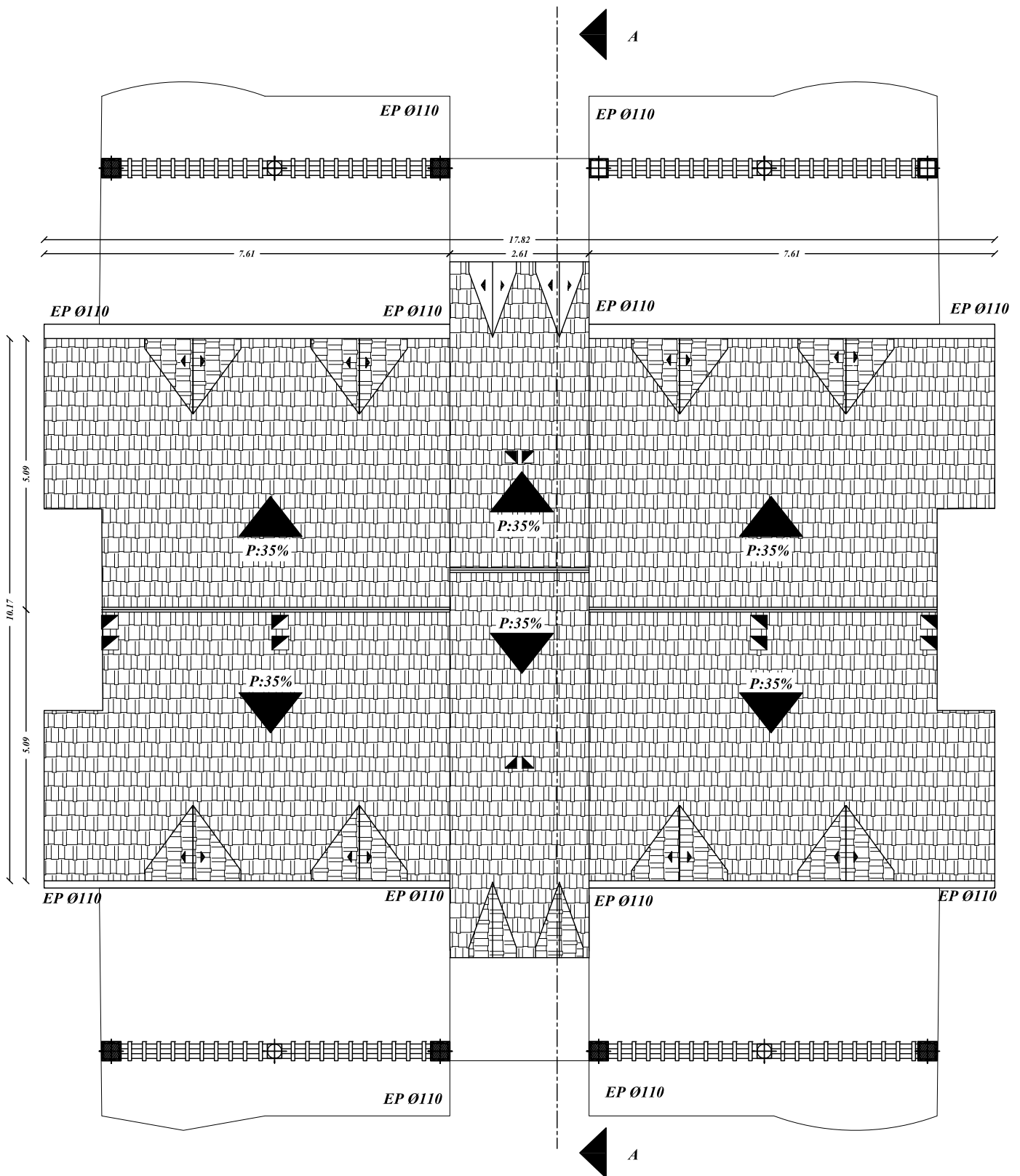
Plan du Comble habitable



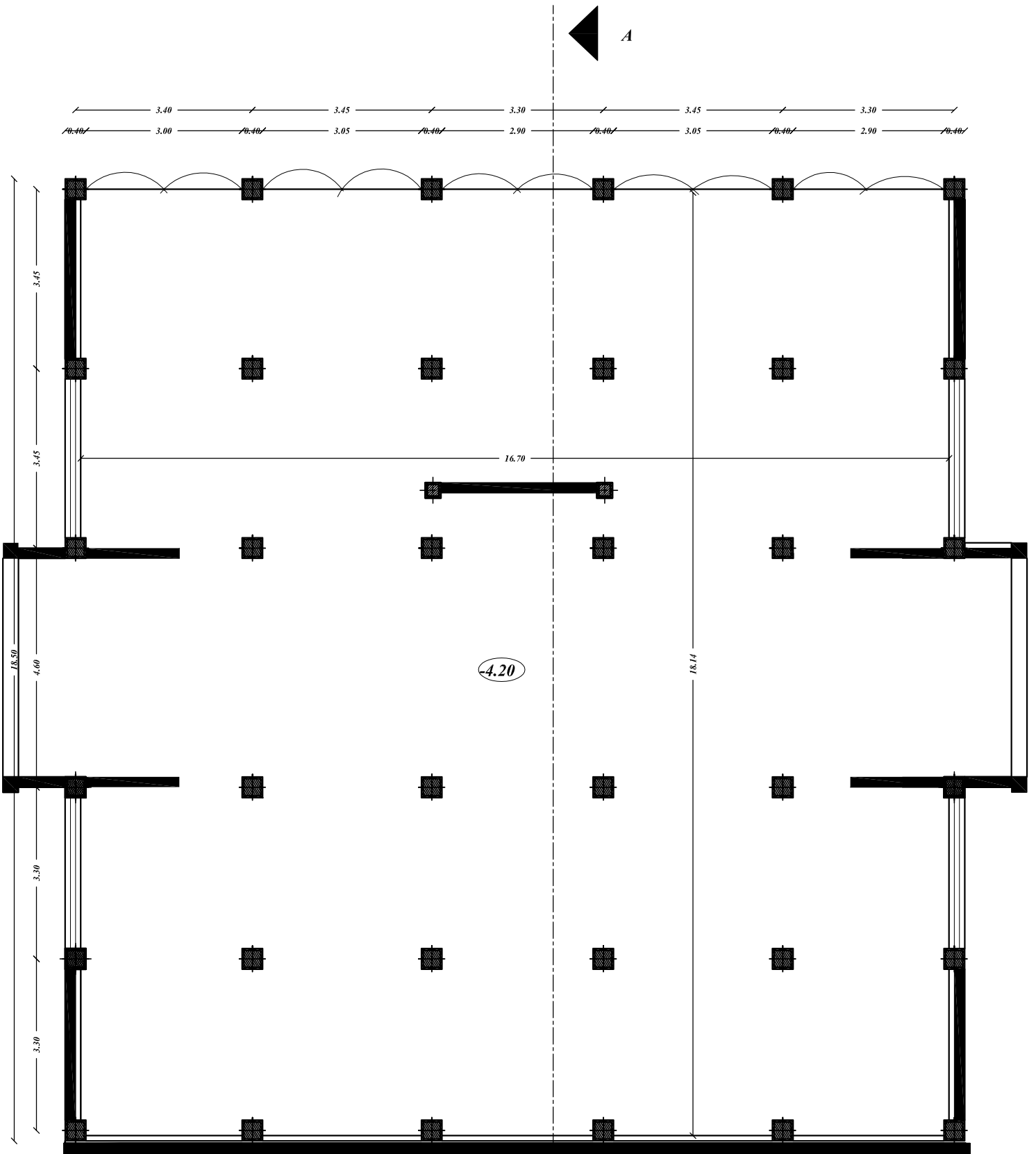
Plan d'Etage courant



Plan du Rez de chaussé



PLAN DE TOITURE



Plan du Sous sol

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre la décision d'aménagement du territoire. Les principales spécialisations du génie civil sont : la structure, l'hydraulique, l'environnement, et la géotechnique. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics. Ces domaines ne sont pas antonymes mais les besoins de l'économie ont fait que ces spécialités se sont affûtées au fil du temps.

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

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents : la planification, la conception, le dimensionnement, l'appel d'offre et l'exécution de la construction.

Un bâtiment est une construction destinée à servir d'abri ou d'habitat et à protéger des biens et des personnes des conditions météorologiques extérieures.

Les matériaux utilisés dans la construction en génie civil sont principalement le béton et l'acier qui ont une très bonne adhérence et les liées nous donne ce qu'on appelle un béton armé.

Les bâtiments, et à plus forte raison les éléments construits en béton armé doivent ainsi résister à des sollicitations efforts faits sur l'ouvrage, ou déformations issues d'intempéries, de dilatation, etc....

L'Algérie a toujours été un pays sismique avec la même intensité depuis au moins 6 millions d'année. Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles d'art, l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude nous avons choisi d'étudier un bâtiment avec portiques et voiles à usage d'habitation et commercial. L'étude de ce bâtiment se fait en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93/ BAEL91/modifiée99, RPA99 version 2003, et les différentes DTR), l'analyse sismique a été réalisé par le logiciel ETABS.

I-Introduction :

La construction de bâtiment en béton est différente d'une structure à l'autre en fonction de la Taille de la complexité de la fonction et les matériaux utilisés. et pour modéliser ces paramètres Il faut toujours revenir aux vérifications de le RPA (version 2003), BAEL, DTU et d'autres références.

I.2-Description de l'ouvrage :

Le travail qui nous est confié dans le cadre d'un projet de fin d'étude comprend les calculs d'un immeuble résidentiel composé du (**rez de chaussée ,cinq étages ,un sous-sol ,et une charpente en tuile)**

Cet ouvrage est composé de :

- Un sous-sol
- Un RDC à usage commerciale
- Cinq (05) étages courants à usage d'habitation.
- une charpente

I.3-Situation et implantation de l'ouvrage :

L'ouvrage est implanté à Boghni Willaya de Tizi Ouzou , Selon le classement RPA99 version 2003 est la zone d'activité sismique moyenne (Zone IIa)

I.4- Réglementation utilisée :

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (RPA 99, modifier 2003).
- CBA93 (conception et calcul des ouvrages en béton armé).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton

Armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifier 99).

- Charge et surcharge d'exploitation (DTR – BC – 22).

I.5- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.5.1- Les dimensions de l'ouvrage en plan sont

- Longueur totale : $L=18.50m$
- Largeur totale : $L=19.70m$

I.5.2- Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur totale : $HT= 24.78m$
- Hauteur du sous-sol : $HSS= 4,20m$
- Hauteur du RDC : $HRDC=3,52m$
- Hauteur d'étage : $HE=3,06m$
- Hauteur de la ferme : $HF=1.76m$

I.6- Les éléments de l'ouvrage :

Le bâtiment est partagé en deux parties essentielles :

I.6.1. La superstructure :

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus de la terre.

Elle est composée de :

- **Ossature** : un bâtiment a une ossature mixte composée de :

Poteaux et poutres formant un système de portiques latéraux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les surcharges verticales.

Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) Constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble.

➤ **Planchers** : sont des aires planes qui séparent les différents étages d'une maison.

Selon le type d'habitation et le modèle constructif (structure en bois, en béton, en acier), un plancher peut être réalisé en béton armé, en acier, ou en bois.

Nous avons opté pour un type de plancher en corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, Il assure deux fonctions :

• **Fonction d'isolation** : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents niveaux

• **Fonction de résistance mécanique** : le plancher est supposé infiniment rigide dans le plan horizontal. Son rôle est de reprendre puis transmettre les charges verticales aux éléments porteurs horizontaux (poutres).

➤ **Le voile** : Est un mur en béton armé dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions ; Les voiles sont destinés à :

- ✓ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- ✓ Participer au contreventement.
- ✓ S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- ✓ Assurer une isolation acoustique Assurer une protection contre l'incendie.

▪ **L'escalier** : est un ouvrage constitué d'une suite de degrés Horizontaux (marches et paliers) Qui est destinée à assurer l'accès aux différents étages. Notre structure sera munie d'escalier en béton armé.

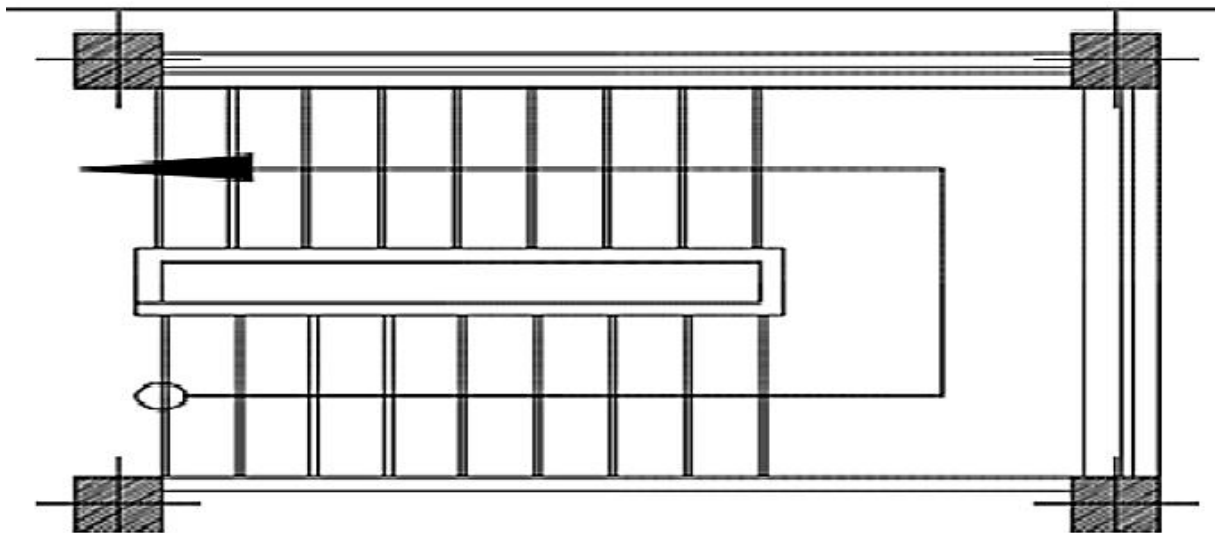


Figure I.1 Coupe horizontale d'escalier

▪ **Revêtements** : Ils seront en :

- ✓ Plâtre : pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- ✓ Mortier de ciments : pour les façades extérieures.
- ✓ Carrelage : pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramiques : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

- **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés avec la brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm

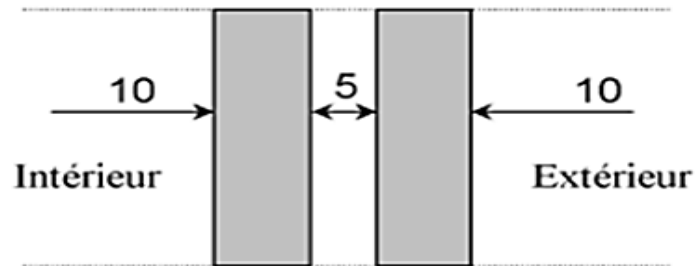


Figure12: Schéma descriptif du mur extérieur

- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

- **L'acrotère :** Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse réaliser en béton armé de 0.6m de hauteur. il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

- **Coffrage :** On utilise un coffrage en bois pour les portiques (poutres-poteaux) et un coffrage métallique pour les voiles et les dalles pleines de façon à limiter le temps d'exécution,

I.6.2. L'infrastructure :

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations Notre structure est composée de :

- **Fondations :** Elles assurent le transit des charges et les surcharges venant de la partie Superstructure du projet vers sol. Et aussi elles Assurent la stabilité aux tassement et glissement. Le choix de type de fondation à adopter est en fonction de l'importance de l'ouvrage et de type du sol d'implantation.

I-6-3- Etude géotechnique du sol :

D'apprêt le rapport de sol :

- **Une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.**

- **Un type du sol de nature : S3 meuble.**

I.7-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction. Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.7.1-Béton

a) définition : le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment). A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

b) Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression mesurée à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et d'une hauteur 32 cm (soit de section de 200 cm²).

Pour $j \leq 28$ jours elle est calculée comme suit : (BAEL91/A.2.1 ,11)

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Avec :

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

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton à la compression à 28 jours On adoptera $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ pour notre projet

c) Résistance caractéristique à la traction :

Selon ART / A – 2.1, 12. BAEL 91 modifiée 99 la résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Pour $j=28$; on a $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$

d) Contrainte à la compression :

d.1- ELU (Etat Limite Ultime) : La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle $f_{bc} = 18,50 \text{ MPa}$ (pour $\theta = 1$)

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante. $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$ (pour $\theta = 1$)

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ lorsque la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,9$ lorsque la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ lorsque la durée d'application est inférieure à 1 heure

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous :

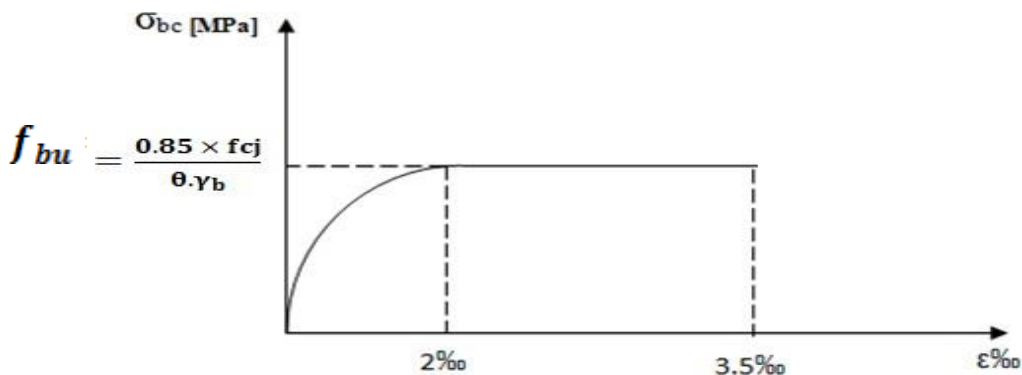


Figure I.3 : diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

- ϵ raccourcissement du béton

-Le diagramme est composé :

- D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure.
- D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ compression avec flexion.

d.2-ELS (Etat Limite service) :

Contrainte limite de service à la compression du béton $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ pour

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible à ELS.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte – déformation est

Illustrée sur la figure I.4

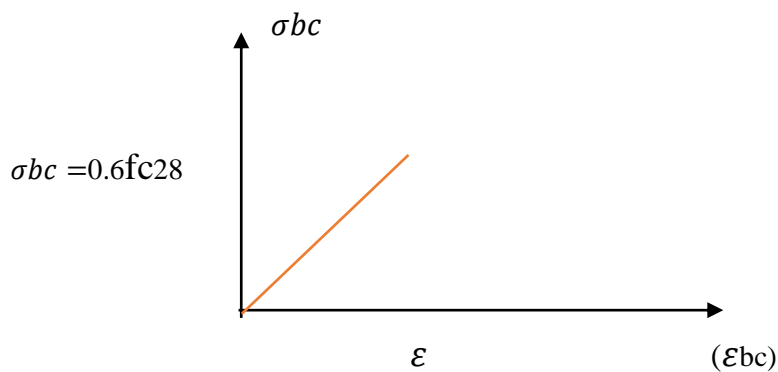


Figure I.4-Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

d.3-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article (art A.5.1.1

BAEL91 modifiées 99) :

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

Avec v_u : Effort tranchant

b_0 : Largeur de la section considérée.

d : hauteur utile

$$\tau u = \min \left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau u = \min \left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \text{Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable}$$

e) Module de déformation :

e.1-Module de déformation longitudinale : on distingue deux types de modules

•Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical (contraintes normales) d'une durée Inférieure à 24 heures. Il est égal au coefficient de la droite du diagramme contrainte Déformations à l'ELS (FigureI.4)

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1 ,21})$$

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

• Module de déformation longitudinale différée du béton :

C'est une déformation longitudinale à longue durée et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module de :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1 ,21})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818,9 \text{ Mpa}$$

e.2-Module de déformation transversale :

Module de déformation transversale est donne par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1 ,21})$$

Avec :

E : module de Young

V : Coefficient de Poisson

➤ Coefficient de poisson :

➤ Coefficient de poisson

C'est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

Il est pris égale à :

$$\left[\frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}} \right]$$

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).

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

I.7.2-acier :

a) Définition :

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone.

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. En général les aciers utilisés sont de type :

- Acier à haute adhérence FeE400 $f_{e,Fe} = 400$ MPa.
- Treillis soudé TL520

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de Fissuration	Coefficient de Scellement
Aciers en barres	Haute Ad. FeE 400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL 520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 caractéristique des aciers utilisée

b) les contraintes

b.1) ELU (Contrainte limite ultime) :

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

A.4.3.2, BAEL91modifié99

Avec :

σ_s : La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ Pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ Pour le cas accidentel

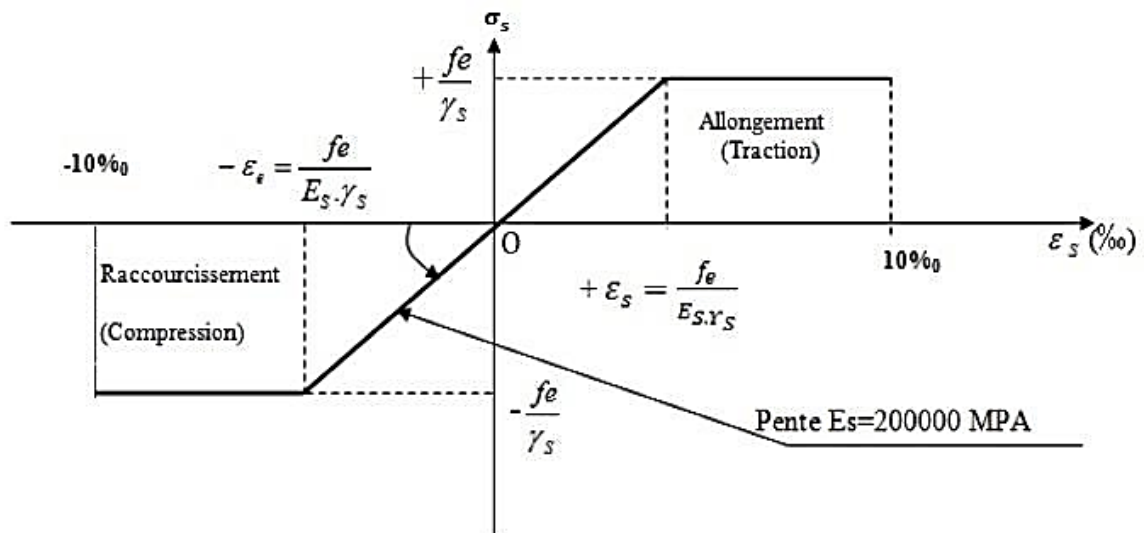


Figure I.5- Diagramme contrainte-déformation

Les résultants de σ_s sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
FeE = 400MPa	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
FeE = 520MPa	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

Tableau I.2 Les contraintes des aciers utilisés

b.2) ELS (Contrainte limite service) :

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

• Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte de traction des aciers n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s \leq f_e$$

• Fissurations préjudiciables : (Art A4.5.32BAEL91 modifiées99)

Cas des éléments soumis a exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right\} \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

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

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

η : Coefficient de fissuration

Fissuration très préjudiciable :

Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\sigma_s = \left\{ \begin{array}{l} f_e \\ 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \end{array} \right\} \text{ — (Art A4.5.32BAEL91 modifiées99)}$$

$\eta=1.6$ adhérences pour les diamètres de $> 06\text{mm}$

$\eta=1.3$ adhérence pour les diamètre de $< 06\text{ mm}$

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

C) Protection des armatures : [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, et Dans le but d'avoir un bétonnage Correct ; on doit veiller à ce que l'enrobage **C** des armatures soit conforme aux prescriptions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes :

- **c ≥ 5cm**: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou atmosphères très agressives (industries chimiques).
- **c ≥ 3cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ; des condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Introductions :

Un prédimensionnement consiste à fixer les dimensions géométriques des différents éléments de la superstructure, sur la base des règles pratique (**RPA 99-2003, BAEL91 modifié99, et le DTR**) ; ces dimensions sont soit maintenu, soit modifié. Le but et d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques.

Prédimensionnement des éléments :

➤ II-1-Les planchers à corps creux :

Se plancher est très utilisé dans les projets d'habitation c'est un plancher semi préfabriqué il est composé de trois éléments principaux :

1-Les corps creux (les entrevous).

2- Les poutrelles qui prennent des efforts de traction, elle se dispose à des distances égale à la longueur de corps creux, elles sont disposées dans le sens des petites portées pour minimiser la flèche.

3-Une dalle de compression en béton armée a **4 cm** d'épaisseur. Elle est constituée de béton et d'armatures en forme de treillis soudée dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5 p.m)** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- **33 cm (3 p.m)** pour les armatures parallèles aux nervures.

Avantages des planchers a corps creux :

- Mise en œuvre facile, pas de coffrage.
- Ne nécessite pas de gros engin de levage.
- Isolation thermique améliorée, - Le plancher est relativement léger.
- Idéal pour la confection des vides sanitaires.

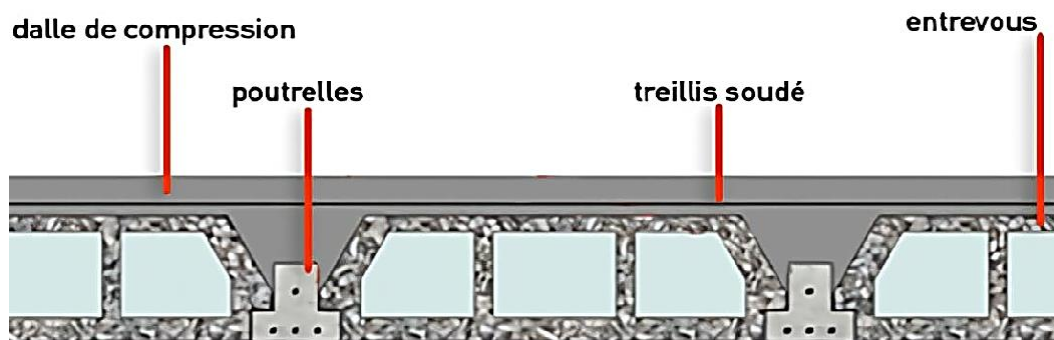


Figure II-1 : coupe d'un plancher en corps creux

Le pré dimension de plancher se fait à partir de vérification des conditions de la flèche :

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

h_T : la hauteur maximale de plancher.

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$$L_{max} = 345 - 25 = 320$$

$$\Rightarrow h_t > \frac{320}{22,5} = 14.22 \text{ cm. On prend } h_t = 20 \text{ cm}$$

On opte pour l'épaisseur de plancher **(16+4)** d'où :

- 16 (cm) la hauteur du corps creux.
- 4 (cm) la hauteur de la dalle de compression.

➤ **1-1-Les poutrelles :**

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

b : Largeur efficace.

h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

b₀ : Largeur de la nervure.

b₁ : largeur de l'hourdis.

L : Distance entre nus de deux poutrelles.

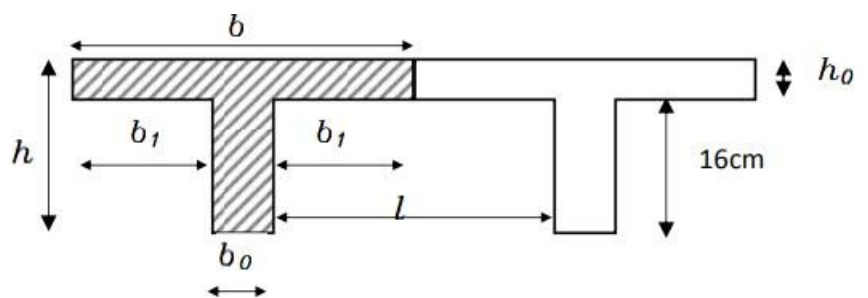


Figure II-2- coupe d'une poutrelle

Selon le **CBA93** :

$$b1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b1 \leq \frac{L-b0}{2} \\ b1 \leq \frac{Lx}{10} \\ b1 \leq \frac{2}{3} x \frac{Lx}{2} \end{array} \right.$$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

L_x: Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x = 290 - 25 = 265 \text{ cm}$$

$$L = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{265}{10} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{265}{2} = 88.33 \text{ cm} \end{cases}$$

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

II-3-Les poutres :

Nous allons faire le pré dimensionnement des deux types de poutres selon les conditions du **BAEL 91**

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ (Condition de flèche)}$$



Fig II.3 dimension de la poutre

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

Avec :

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{max} : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

$$L'art\grave{a}cle\ 7.5.1\ du\ RPA\ exige\ des\ conditions\ telles\ que :$$

$$\begin{aligned} h &\geq 30\text{cm} \\ b &\geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} &\leq 4 \\ b_{max} &\leq 1,5h + b_1 \end{aligned}$$

On a deux types (poutres principales, poutres secondaires) :

- **3-1-Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles

$$L=4.60-25= 435\text{cm}$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \quad \rightarrow 29 \leq h \leq 43.5 \quad \text{soit } h = 40\text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad \text{soit } b = 25\text{ cm}$$

- **3-2-Poutres secondaires :**

Sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L=345-25=320\text{cm}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad \rightarrow 21.33 \leq h \leq 32.5 \quad \text{soit } h = 30\text{ cm}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \quad \text{soit } b = 20\text{ cm}$$

- **Vérification des conditions exigées par le RPA 2003 :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{ cm}$	40cm	30cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	20cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,6	1,5	Vérifiée

Tableau II.1- Vérification des conditions exigées par le RPA2003

Enfin ; les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- **Poutres principales (25x40) cm²**
- **Poutres secondaires (20x30) cm²**

II-4-les voiles :

Les voiles dans leur plan présente généralement une grande résistance est une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autre murs ou par des portiques.

Son prédimensionnement se fera conformément à l'article **7.7.1 de l'RPA** comme se suit :

$$\mathbf{a=h_e/e_p}$$

Avec : a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre de l'étage.

$$\mathbf{e_p=20cm}$$

- **Pour le sous-sol :**

$$h_e = 420 - 20 = 400 \text{ cm}$$

$$a = 400 / 20 = 20 \text{ cm}$$

- **Pour le RDC :**

$$h_e = 352 - 20 = 332 \text{ cm}$$

$$a = 332 / 20 = 16.6 \text{ cm}$$

Pour l'étage courant :

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

$$a = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$$

$$a = \max(20 ; 16,6 ; 14,3) = 20 \text{ cm}$$

on prend a=20cm

Vérification :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivante :

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

Avec :

L_{\min} : portée minimale du voile

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

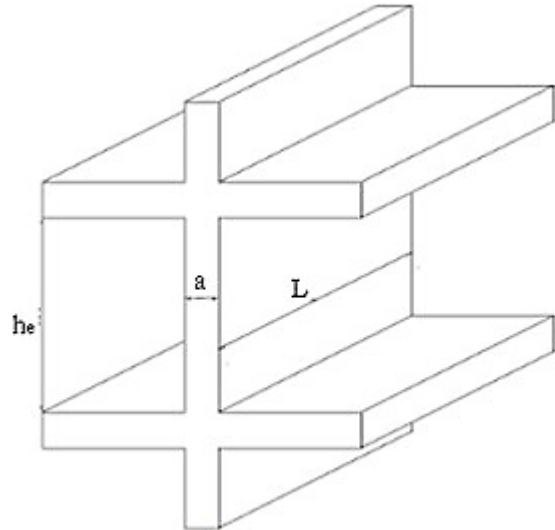


Figure II.4 : Coupe d'un voile

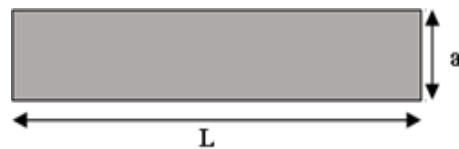


Figure II.5 : vue en plan d'un voile

Niveau	h_e [cm]	a [cm]	$L > 4a$
Sous-sol	420	20	Vérifiée
RDC	352	20	Vérifiée
Etages courant	306	20	Vérifiée

Tableau II.2 - dimension minimale des voiles

Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux dimensions, leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

Isolation acoustique :

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

On adopte :

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

Résistance au feu :

$e \geq 7\text{cm}$ pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

$e \geq 11\text{cm}$ pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

On adopte $e_2 = 11\text{cm}$ particulier contre l'incendie

Résistance a la flexion :

$$e \geq L_0/10$$

Avec :

$L_0 = 1.35\text{m}$: Largeur de la console

e : épaisseur de la dalle

$$e \geq 135/10 \quad e \geq 13.5\text{cm}$$

On adopte $e_3 = 15\text{cm}$

Condition confort :

$$e \geq 14C$$

On adopte $e_4 = 15\text{cm}$

Conclusion

$$e = \max (e_1 ; e_2 ; e_3 ; e_4) = \max (15 ; 11 ; 15 ; 15)$$

Donc : $e = 15\text{cm}$

II-5- Les poteaux :

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** à la compression simple, sous l'effort normal N_s , selon l'article **(b8.4.1) CBA93**, tous en vérifiant les exigences du **RPA**.

Nous procéderons alors au calcul de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

La section de poteau est donnée par la formule :

$$S_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad N = G+Q, \quad \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

S_p : la section transversale du poteau.

N_S : l'effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.

σ_{bc} : la contrainte limite à la compression du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

Pour un poteau rectangulaire ses dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
 - $1/4 \leq h_1 / b_1 \leq 4$.
- } → (RPA99, A7.4.1)

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 $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

➤ **II-5-1- Détermination des charges et surcharges :**

- **1-Charges permanentes :**

Désignation des éléments	Poids (KN/m ²)
Couverture en tuils mecanique	0,45
Chevron et pannes de fixation	0.10
Isolation thermique et liege	0,16
Enduit de platre	0,20
Murs pignon	0.90
TOTAL	1.81

Tableaux II.3-charge permanente de la toiture

a) Plancher à étage courant, RDC :

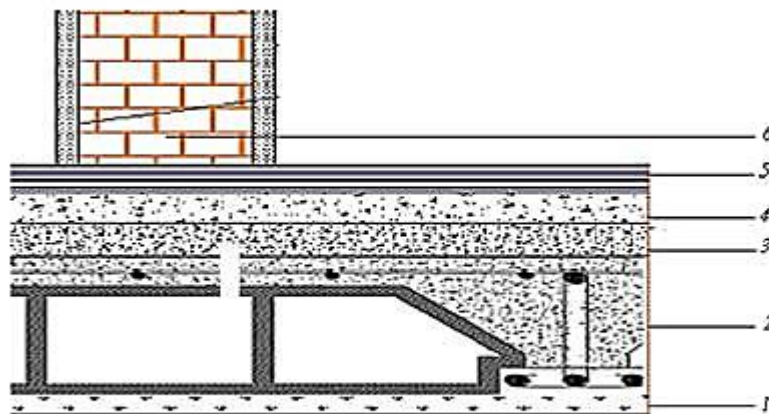


Figure II.6: présentation du plancher étage courant

N °	Désignation des éléments	(KN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
2	Plancher à corps creux (16+4)	14	0,2	2,8
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Mortier de pose	20	0,02	0,4
5	Carrelage	22	0,02	0,44
6	Cloisons en briques creuses	9	0,1	0,9
Totale				G = 5,1

Tableaux II.4-charge permanente du plancher de l'étage courant et RDC

b) Les murs :

- Murs extérieurs :

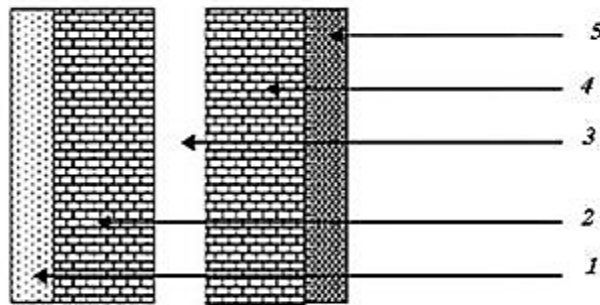


Figure II.7 : présentation du mur extérieur

N °	Désignation des éléments	(KN/m3)	e(m)	Poids (KN/m2)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
2	Brique	9	0,10	0,9
3	Lame d'air	00	0,05	00
4	Brique	9	0,10	0,9
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Totale				G = 2,36

Tableaux II.5-charge permanente du mur extérieur

- Murs intérieurs :

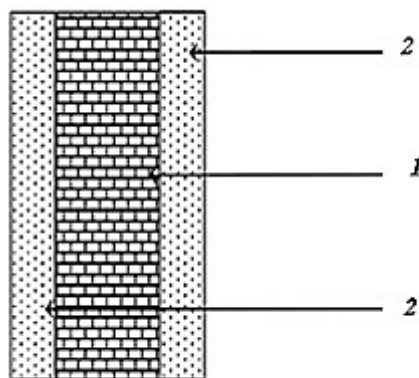


Figure II.10 Présentation du mur intérieur

N°	Désignation des éléments	(KN/m3)	e(m)	Poids (KN/m2)
1	Brique	9	0,10	0,9
2	Enduit de plâtre	10	2 × 0,02	0,4
Totale				G = 1,3

Tableaux II.6-charge permanente du mur intérieur

- c) L'acrotère :

$$G = S \times \rho_{\text{béton}}$$

Avec :

S : surface de l'acrotère.

$\rho_{\text{béton}}$: poids volumique du béton.

$$G = [(0,4 \times 0,1) + (0,2 \times 0,2) + (0,1 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) / 2] \times 25$$

$$G = 2,375 \text{ Kn/m}$$

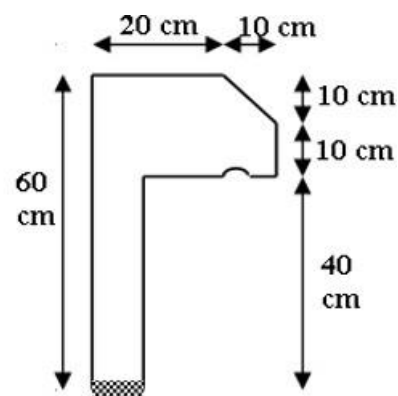
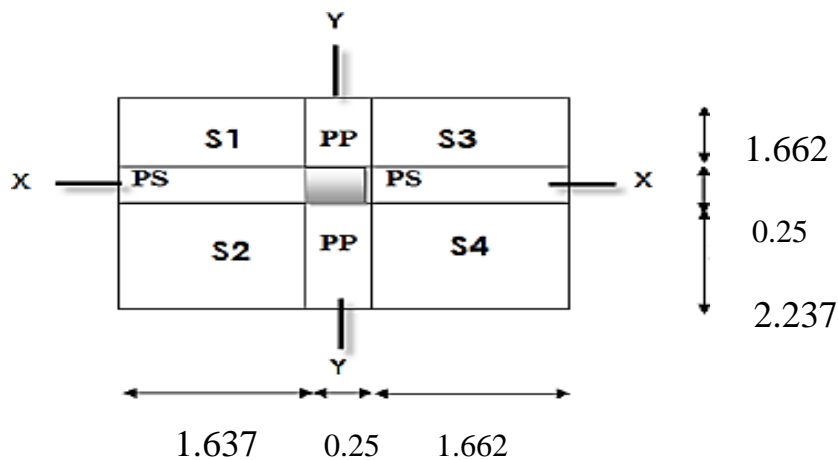


Figure II.9 : coupe verticale de l'acrotère

➤ II-5-2-Descente de charge :

Surface d'influence



$$S1 = 1.637 \times 1.662 = 2.720 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.637 \times 2.237 = 3.661 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.662 \times 1.662 = 2.762 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.662 \times 2.237 = 3.717 \text{ m}^2$$

$$S_{net} = 12.86 \text{ m}^2$$

$$S_{brut} = (1.637 + 0.25 + 1.662) \times (1.662 + 0.25 + 2.237) = (3.549 \times 4.149) = 14.72 \text{ m}^2$$

$$S_{net} = 12.86 \text{ m}^2$$

$$S_{brut} = 14.72 \text{ m}^2$$

Les surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant a usage d'habitation	1,50
Acrotère	1,00
Escalier	2,50
Dalle pleine	3,50
Sous-sol à usage commercial	5

Tableaux II.7- les surcharges d'exploitation données par le DTR

-Poids propre des éléments :

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

$$1.81 \times 14.72 = \mathbf{26.64 \text{ KN}}$$

Plancher étage courant : $G \times S = 5.1 \times 12.86 = \mathbf{65.586 \text{ KN}}$.

-Poutres :

-Poutres principales : $\rho \times b \times h \times (1.662 + 2.237) = 25 \times 0,25 \times 0,4 \times 3.899 = \mathbf{9.7475 \text{ KN}}$.

-Poutres secondaires : $\rho \times b \times h \times (1.637 \times 1.662) = 25 \times 0,20 \times 0,30 \times 3.299 = \mathbf{4.9485 \text{ KN}}$.

-Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $\mathbf{14.696 \text{ KN}}$

-Poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcul leurs poids, après avoir fixé les dimensionssuivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b= 25cm.

h= 25cm

-Poteaux sous-sol : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,20 = \mathbf{6.56 \text{ KN}}$.

-Poteaux RDC : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,52 = \mathbf{5.5 \text{ KN}}$.

-Poteaux étage courant : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = \mathbf{4.78 \text{ KN}}$

-Surcharge d'exploitation :

-toiture : $Q_0 = S_{\text{brut}} \times 1.00$

$$\rightarrow Q_0 = 14.72 \times 1.00 = 14.72 \text{ KN}$$

-étages courants : $Q = q \times S_{\text{net}}$

$$\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1.5 \times 12.86 = 19.29 \text{ KN}$$

-RDC et sous-sol : $Q = q \times S_{\text{net}}$

$$\rightarrow Q_6 = Q_7 = 2.5 \times 12.86 = 32.15 \text{ KN}$$

-Loi de dégression des surcharges :

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma n = Q_0 + [(3 + n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Niveau RDC :

$$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.72 + 0,75 (19.29 \times 5 + 32.15) = 111.17 \text{KN}$$

Niveau Sous-sol :

$$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.72 + 0,714 (19.29 \times 5 + (2 \times 32.15)) = 129.495 \text{KN}$$

Ni	Charges Permanentes (KN)					Charges D' exploitation	Effort normal (KN) N=Gc+Qc	Section (Cm ²)	
	G plancher	G poutre	G poteaux	G total	G cumulé			$S \geq N / \sigma_{bc}$	S Adopte
Toiture	26.64	14.69		41.33	41.33	14.72	56.05	37.36	
5	65.58	14.69	4.78	85.05	126.38	34.01	160.39	106.92	30×30
4	65.58	14.69	4.78	85.05	211.43	53.3	264.73	177.15	30×30
3	65.58	14.69	4.78	85.05	296.46	72.59	368.96	245.97	35×35
2	65.58	14.69	4.78	85.05	381.53	91.88	473.41	315.60	35×35
1	65.58	14.69	4.78	85.05	466.58	111.17	577.75	385.16	35×35
RDC	65.58	14.69	5.5	85.77	552.35	143.32	695.67	463.78	40×40
Sous-Sol	65.68	14.69	6.56	86.92	639.27	175.47	814.74	543.16	40×40

Tableaux II.9-Tableaux récapitulatif de la descente des charges

-Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art7.4.1du RPA99)

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

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone

(IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes

-Pour le sous-sol et le RDC (poteau 40×40) :

Min (b, h) = 45 ≥ 25cm..... Condition vérifiée.

Min (b, h) = 45 ≥ he/20 = 420/20 = 21cm... Condition vérifiée.

$1/4 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

-Pour le 1^{er}. 2^{ème} et 3^{ème} étages (poteau 35x35) :

Min (b, h) = 35 ≥ 25cm Condition vérifiée.

Min (b, h) = 40 ≥ $h_e/20 = 306/20 = 15,3$ cm Condition vérifiée.

$1/4 < 35/35 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

-Pour ; 4^{ème} ; 5^{ème} étages (poteau 30x30) :

Min (b, h) = 30 ≥ 25cm Condition vérifiée.

Min (b, h) = 30 ≥ $h_e/20 = 306/20 = 15,3$ cm Condition vérifiée.

$1/4 < 30/30 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

II-5-3-La vérification aux flambements :

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

Il faut vérifier que l’élancement l des poteaux est :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

l_f: longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$), car notre poteau est encasté dans les deux côtés.

l₀ : hauteur libre du poteau. .

i: Rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$) avec S : section transversale du poteau (b x h)

I: moment d’inertie ($I = bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}l_f}{b}$$

-Pour le sous-sol (poteau 40x40) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 420}{40} = 25.46 \qquad \lambda < 50 \text{condition vérifiée}$$

-Pour le RDC (poteau 40x40) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 352}{40} = 21.33 \qquad \lambda < 50 \text{condition vérifiée}$$

-Pour le 1ère ; 2ème ;3ème étages (poteau 35×35)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 306}{35} = 21.20$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

-Pour le 4ème ;5ème étages (poteau 30×30)

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 306}{30} = 24.73$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

Hauteur du plancher corps creux		$h_t = 16+4 = 20 \text{ cm}$
Largeur efficace des poutrelles		$b = 65 \text{ cm}$
Epaisseur de la dalle pleine (Balcons)		$e = 15 \text{ cm}$
Section des poutres	Poutres principaux	$(25 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutres secondaires	$(20 \times 30) \text{ cm}^2$
Epaisseur des voiles	Sous-sol	$a = 20 \text{ cm}$
	RDC	$a = 20 \text{ cm}$
	Etages courant	$a = 20 \text{ cm}$
Section des poteaux	Sous-sol;RDC	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	1 ^{ère} ;2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	;4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableaux II.10-Récapitulatif des résultats

Conclusion :

A partir les différentes règles de document technique, on est arrivé à predimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage comme se suit :

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III. A. Plancher:

Introduction :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

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

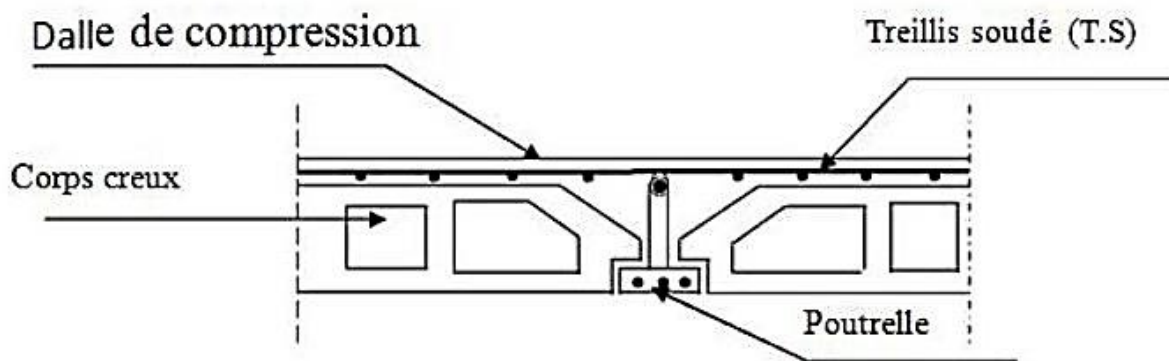


Figure III-A-1: Coupe transversal du plancher

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

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

Limiter les risques de fissurations par retrait.

Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423) :

20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.

30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\square} = \frac{4.L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : 6HA6 /ml , A = 1.7 cm² St = 15cm

Avec : St : distance entre les armatures

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\min} = \frac{A_t}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA6 /ml , A = 1.7 cm²

Finalement :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (15x15) cm².

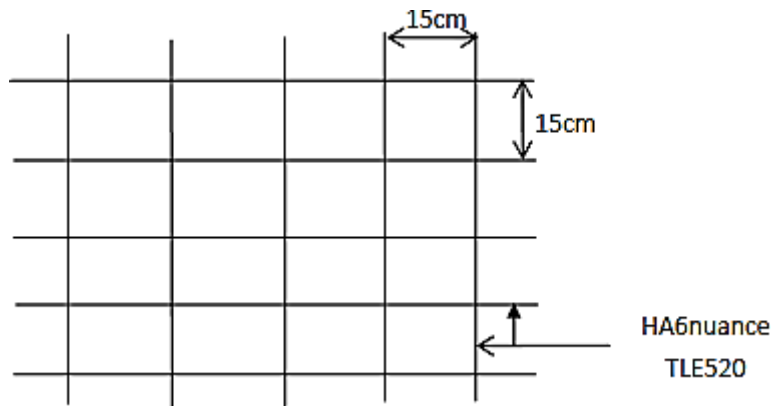


Figure III.A.2 : Treillis soudé de 15x15cm²

III.A.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm².

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux Critère :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

Poids propre de la poutrelle..... $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$

Poids du corps creux..... $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/m.}$

$Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$G = 0,74 \text{ KN/m}$

❖ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ($L=3.45\text{m}$).

➤ **Combinaison de charges :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

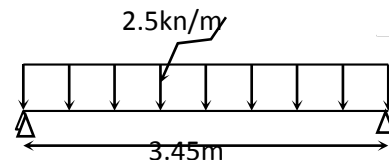
$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/m.}$

➤ **Calcul du moment isostatique :**

$M_u = \frac{QL^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.45^2}{8} = 3.72 \text{ kN.m}$

➤ **L'effort tranchant max :**

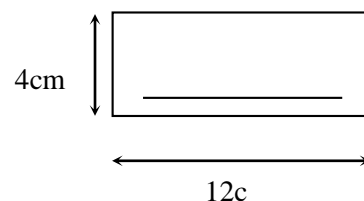
$T_u = \frac{QL}{2} = \frac{2.5 \times 3.45}{2} = 4.31 \text{ kn}$



➤ **Ferraillage de la poutrelle**

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

$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.72 \times 10}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.45 \gg \gg 0.392$



$\mu_b \gg \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.D.A}$

❖ Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des Armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais Intermédiaires pour la conforter d'un espacement qui ne dépasse pas 1.5m entre un étais et un autre. (L'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de Compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utile.

2.Dimensionnement de la poutrelle :

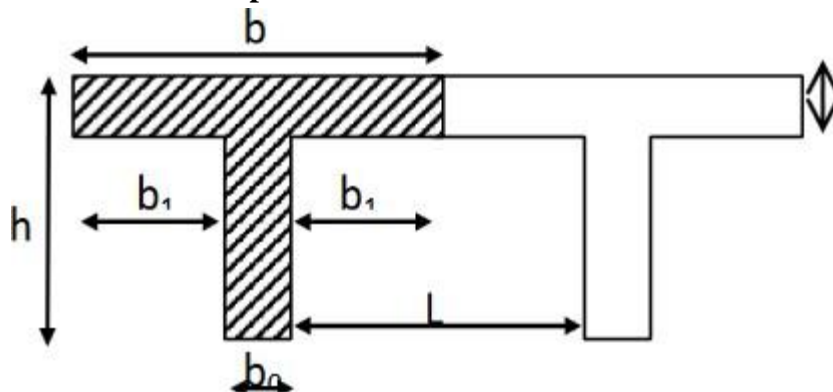


Figure III.A.3 : surface revenant aux poutrelles

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

- b= 65cm : distance entre axes de deux poutrelle
- h = (16+4) : hauteur du plancher en corps creux
- b0= 12cm : largeur de la poutrelle
- h0 = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression
- b1 : est le débord

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

Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

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

a) chargement :

- Poids propre du plancher (**RDC à usage commercial**) : $G = 5.46 \times 0,65 = 3,549 \text{ KN/ ml}$.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,65 = 1.625 \text{ KN/ ml}$

Les combinaisons des charges

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35(3.549) + 1.5 (1.625) = 7.23 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.549 + 1.625 = 5.174 \text{ KN/ml}$

- poids propre du plancher (**étage courant**) : $G = 5.46 \times 0,65 = 3,549 \text{ KN/ ml}$.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ ml}$

Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35(3.549) + 1.5 (0.975) = 6.254 \text{ KN/ml}$

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

Donc les calculs se feront sur le plancher de RDC.

-choix de la méthode :

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

*Méthode forfaitaire.

*Méthode de Caquot.

*Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

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

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge ou 5 kN/m^2 . $Q = 1.625 \text{ kN/ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ kN/ml}\}$; $2 \times G = 2 \times 3.549 = 7.098 \text{ kN/ml}$ $Q = 1.625 \leq \max \{7.098; 5\} = 7.098 \text{ kN/ml} \rightarrow$ 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

$$\frac{L1}{L2} = \frac{3.40}{3.45} = 0.98 / \quad \frac{L2}{L3} = \frac{3.45}{3.30} = 1.04 / \quad \frac{L3}{L4} = \frac{3.30}{3.45} = 0.95 / \quad \frac{L4}{L5} = \frac{3.45}{3.30} = 1.04$$



Condition vérifiée.

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

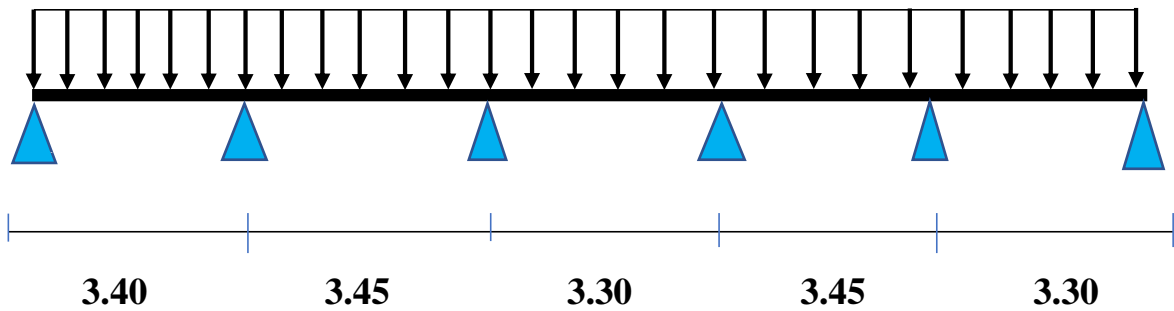


Figure III-A-4 : Schéma statique de la poutrelle

A-Calcul des moments sur appuis et en travées :

Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \text{avec } l \text{ c'est la longueur de travée}$$

La travée	M01	M02	M03	M04	M05
Moment(Kn.m)	10.44	10.75	9.84	10.75	9.84

Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+5.46} = 0.31 < \frac{2}{3} \quad \text{avec } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.31)}{2} = 0.5465 \quad (\text{travée intermédiaire})$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.31)}{2} = 0.6465 \quad (\text{travée de rive})$$

✓ Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 10.44 = \mathbf{3.132 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5(10.44 ; 10.75) = 0.5 \times 10.75 = \mathbf{5.375 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4(10.75 ; 9.84) = 0.4 \times 10.75 = \mathbf{4.3 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.4(9.84; 10.75) = 0.4 \times 10.75 = \mathbf{4.3 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0.5(10.75; 9.84) = 0.5 \times 10.75 = \mathbf{5.375 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.3 M_{05} = 0.3 \times 9.84 = \mathbf{2.952 \text{ KN.m}}$$

√ Calcul des moments en travées :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de M_0 , α , $(1+0.3)$

; $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$; $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ et des moments sur appuis (M_w et M_e) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[(\max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - \frac{M_w - M_e}{2}) ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \right] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

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

• Travée de rive A – B :

$$M_{tAB} \geq \max \left\{ (1 + 0.3M_0) M_{01} - \frac{MA+MB}{2} ; 1.05 M_{01} - \frac{MA+MB}{2} \right\}$$

$$M_{tAB} \geq 1.093 * 10.44 - \frac{3.132+5.375}{2} = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6465 * 10.44 = 6.749 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 7.16 \text{ KN.m}$

• Travée intermédiaire B – C :

$$M_{tBC} \geq \max \left\{ (1 + 0.3M_0) M_{02} - \frac{MB+MC}{2} ; 1.05 M_{02} - \frac{MB+MC}{2} \right\}$$

$$M_{tBC} \geq 1.093 * 10.75 - \frac{5.375+4.3}{2} = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.5465 * 10.75 = 5.87 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 6.90 \text{ KN.m}$

• Travée intermédiaire C- D :

$$M_{tCD} \geq \max \left\{ (1 + 0.3M_0) M_{03} - \frac{MC+MD}{2} ; 1.05 M_{03} - \frac{MC+MD}{2} \right\}$$

$$M_{tCD} \geq 1.093 * 9.84 - \frac{4.3+4.3}{2} = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.5465 * 9.84 = 5.37 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 6.45 \text{ KN.m}$

• Travée intermédiaire D - E :

$$M_{tDE} \geq \max \left\{ (1 + 0.3M_0) M_{04} - \frac{MD+ME}{2} ; 1.05 M_{04} - \frac{MD+ME}{2} \right\}$$

$$M_{iDE} \geq 1.093 * 10.75 - \frac{4.3 + 5.375}{2} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.5465 * 10.75 = 5.37 \text{ KN.m}$$

On prend : **M_{iDE} = 5.87 KN.m**

• **Travée de rive E – F:**

$$M_{iAB} \geq \text{Max} \left\{ (1 + 0.3M_0) M_{05} - \frac{MA+MB}{2}; 1.05 M_{01} - \frac{MA+MB}{2} \right\}$$

$$M_{iAB} \geq 1.093 * 9.84 - \frac{5.375 + 2.952}{2} = 6.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{iAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6465 * 9.84 = 6.36 \text{ KN.m}$$

On prend : **M_{iAB} = 6.59 KN.m**

N° Appuis	Moment fléchissant(kn.m)	N°Travée	Moment fléchissant (kn.m)
A	3.132	A-B	7.16
B	5.375	B-C	6.90
C	4.3	C-D	6.45
D	4.3	D-E	5.87
E	5.375	E-F	6.59
F	2.952		

Tableau III-A- 1 : Moments aux appuis et en travées à l'ELU

√ **Calcul des efforts tranchants :**

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

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

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	3.40	10.04	-14.53
B-C	3.45	12.78	-12.16
C-D	3,30	11.93	-11.93
D-E	3.45	12.16	- 12.78
E-F	3.30	12.65	- 11.18

Tableau III-A- 2 : Efforts tranchants à l'ELU

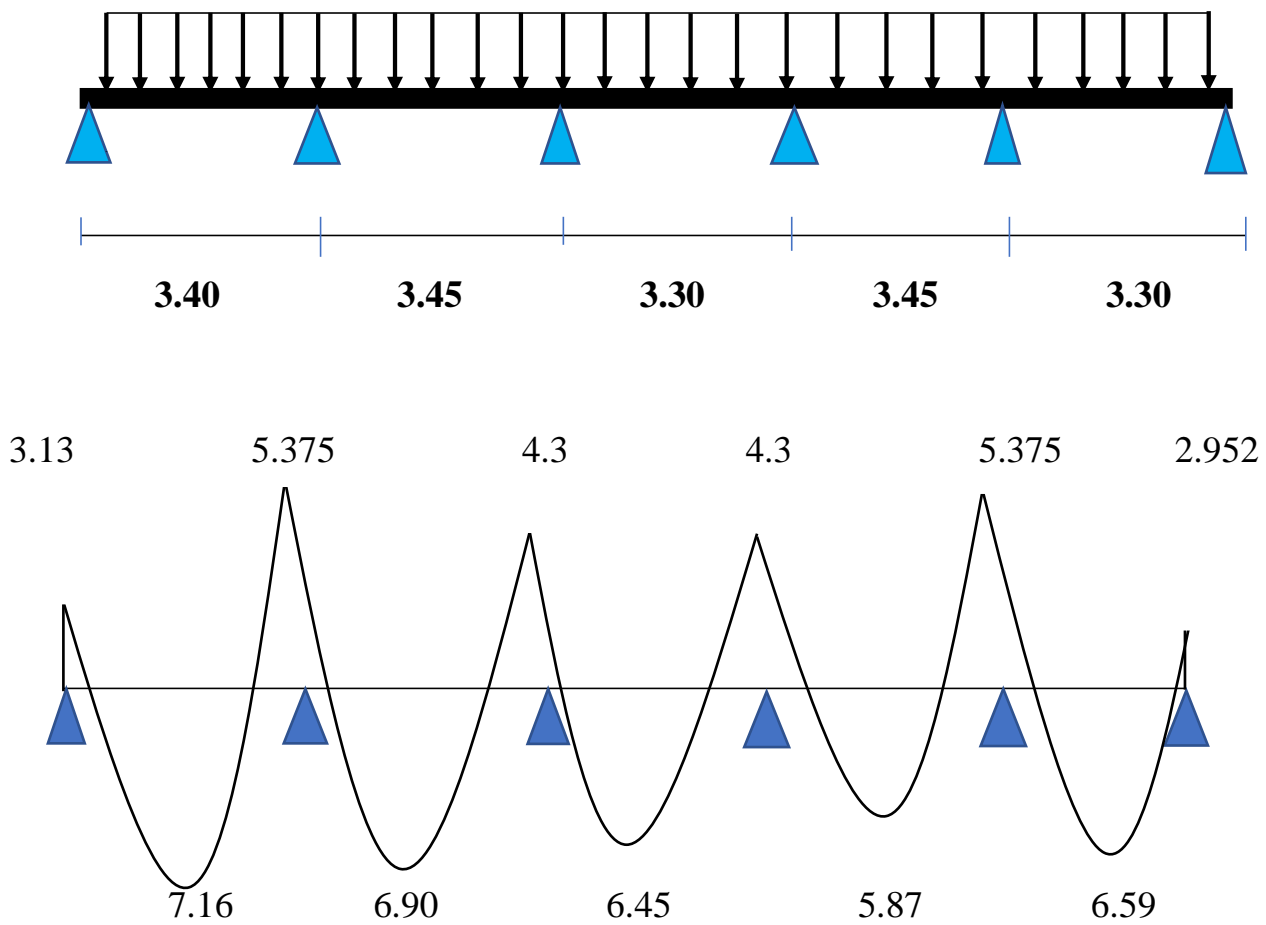


Figure III-A-5: Moments aux appuis et en travées à l'ELU

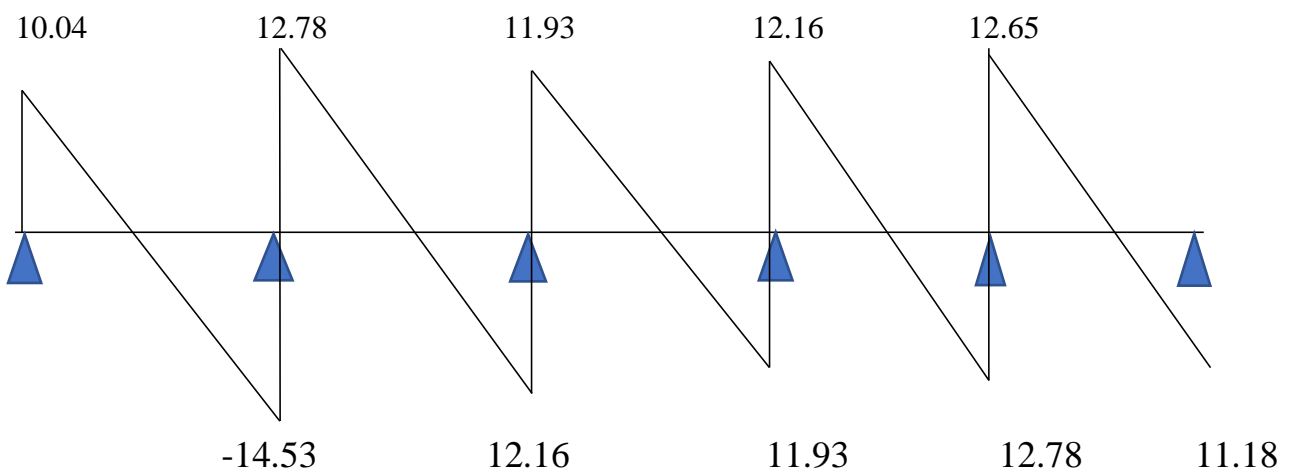


Figure III-A-6 : diagrammes des efforts internes à l'ELU

Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum

$M_t \max = 7.16 \text{KN.m}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a \max = 5.375 \text{KN.m}$

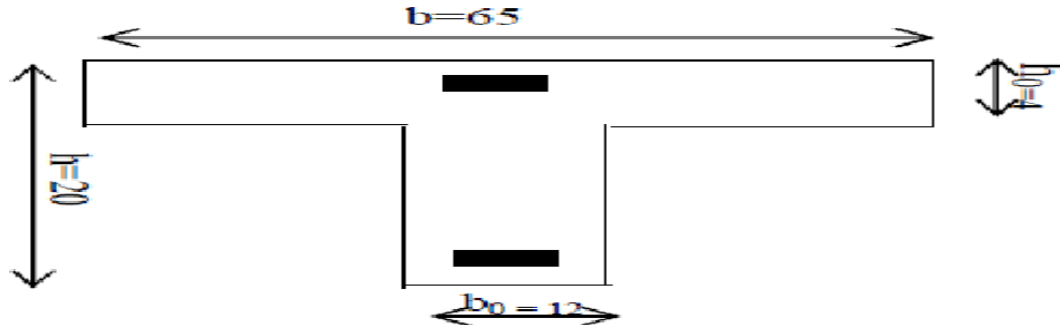


Figure III.A.7 : dimensions de la section en T

$$\begin{cases} d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

Moment équilibré par la table de compression :

a.1 Armatures longitudinales :

En travée :

-Moment équilibré par la table de compression M_0 Position de l'axe neutre.

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (4.4.2 \text{ BAEL REVISEE } 99) \quad [2]$$

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

$$M_t \max = 7.16 \text{KN.m} < M_0 = 59.072 \text{KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression (seule une partie de la table est comprimée) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section (T) sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 20 \text{ cm}^2)$.

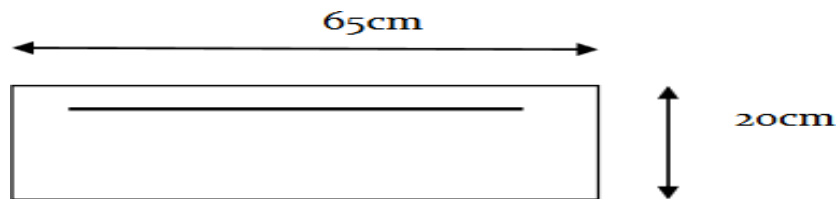


Figure III.A.8: coupe schématique de la poutrelle (travée)

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.16 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

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 $\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.16 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.156 \text{ cm}^2.$$

Soit : A adoptée = **3HA10** = 2.35 cm².

Aux appuis :

Ma max = 5.375 KN.m

La table de compression est entièrement tendue, le calcul se fait en considérant une section rectangulaire (b0xh) = (12x20 cm²).

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.375 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc = 0 cm²).

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.098 \rightarrow \beta = 0.948$.

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.375 \times 10^3}{0.948 \times 18 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2.$$

Soit : As adoptée = **2HA10** = 1.57 cm².

III.A.3 Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL révisée 99) [2].

• En travée :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2.$$

At = 2.35 cm² > 1.41 cm². Condition vérifiée.

• Aux appuis :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.260 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures transversales (A.7.2, 21 du BAEL 99) [2].

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \emptyset l, \frac{b_0}{10} \right\}.$$

$\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset t = \min \left\{ \frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right\} = 5.714 \text{ mm.}$$

On prend $\emptyset t = 0,6 \text{ cm}$.

On adopte : $2\emptyset 6 \text{ At} = 0.56 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification au cisaillement (A.5.1, 211 du BAEL 99) [**

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

$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{14.53 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67 < 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1 ,3 BAEL 99)**

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

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

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

$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9.d.\Sigma u_i}$$

Avec :

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

• Aux appuis :

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.53 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.43 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 1.43 < 3.15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

- En travée :

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7.16 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.469 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0.469 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres (A.6.1.2 BAEL 99) [2].**

Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur descellement droite l_s est égale à : Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0,4L_s$

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

On prend $L_c = 20 \text{ cm}$.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) (A.5.1, 313 du BAEL 99) [2].

On doit vérifier que :

- **Pour le béton :**

$$T_u \max \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b_0 = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 129.6 \text{ kn}$$

$$T_u \max = 14.53 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Pour l'acier :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} \left(T_u \max - \frac{|M_{\max}|}{0.9d} \right).$$

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

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(14.53 - \frac{|7.16|}{0.9 \times 0.18} \right).$$

$$A_a \geq -0.109$$

$$A_a = 1.5 \text{ cm}^2 > -0.08 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.A.4 Vérifications à l'ELS : (qs = 5.174 KN/ml)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge .Ils suffit de multiplier les

résultats de calcul à l'ELU par $\frac{qs}{qu}$ Pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS :

$$\frac{qs}{qu} = \frac{5.174}{7.23} = 0.72$$

Moment aux appuis et en travée : (KN.m).

N° Appuis	Moment fléchissant (kn,m)	N°Travée	Moment fléchissant (kn,m)
A	2.255	A-B	5.155
B	3.870	B-C	4.968
C	3.096	C-D	4.644
D	3.096	D-E	4.226
E	2.430	E-F	4.744
F	2.125		

Tableau III-A-3 : Moments aux appuis et en travées à l'ELS

Effort tranchant : (KN)

Travée	Li	Ti(x=0)	Ti+1(x=Li)
A-B	4	7.220	-10.460
B-C	4	9.200	-8.755
C-D	3,2	8.580	-8.589
D-E	4	8.712	-9.201
E-F	4	9.108	-8.049

Tableau III-A-4 : Efforts tranchants à l'ELS

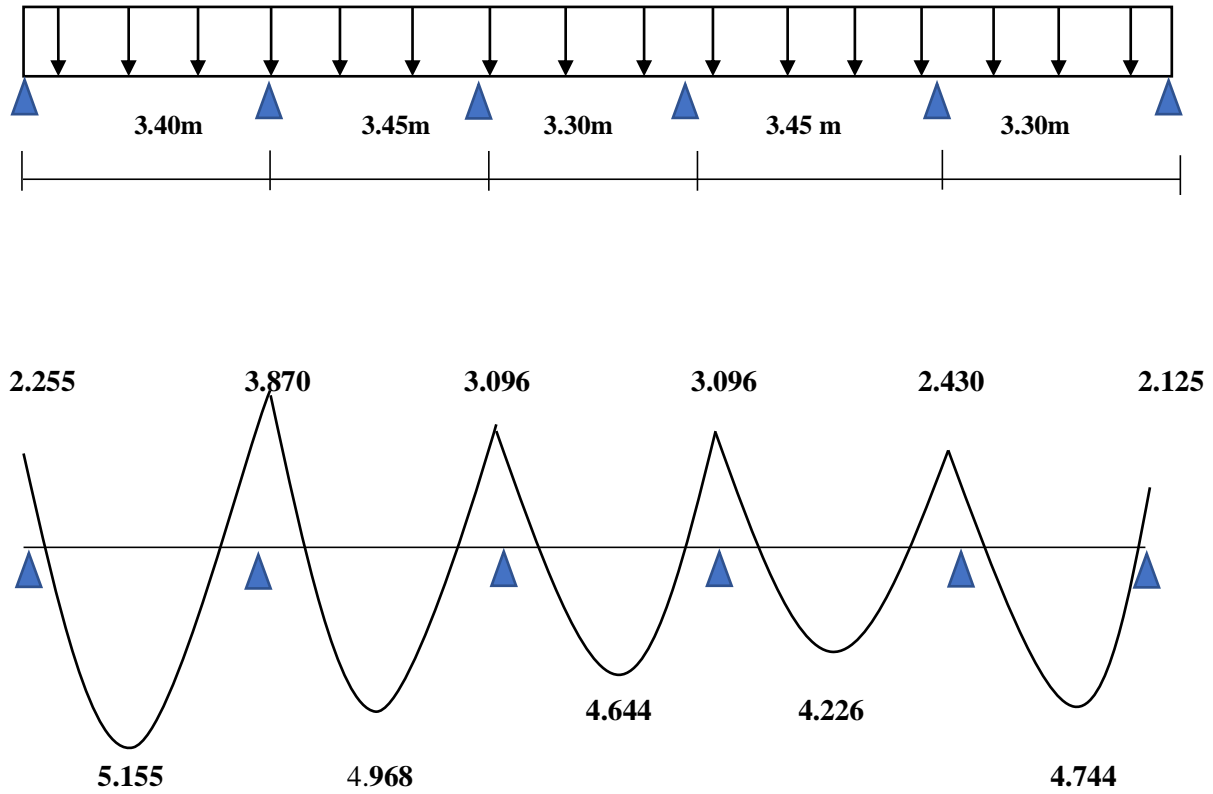


Figure III-A-9: Moments aux appuis et en travées à l'ELS

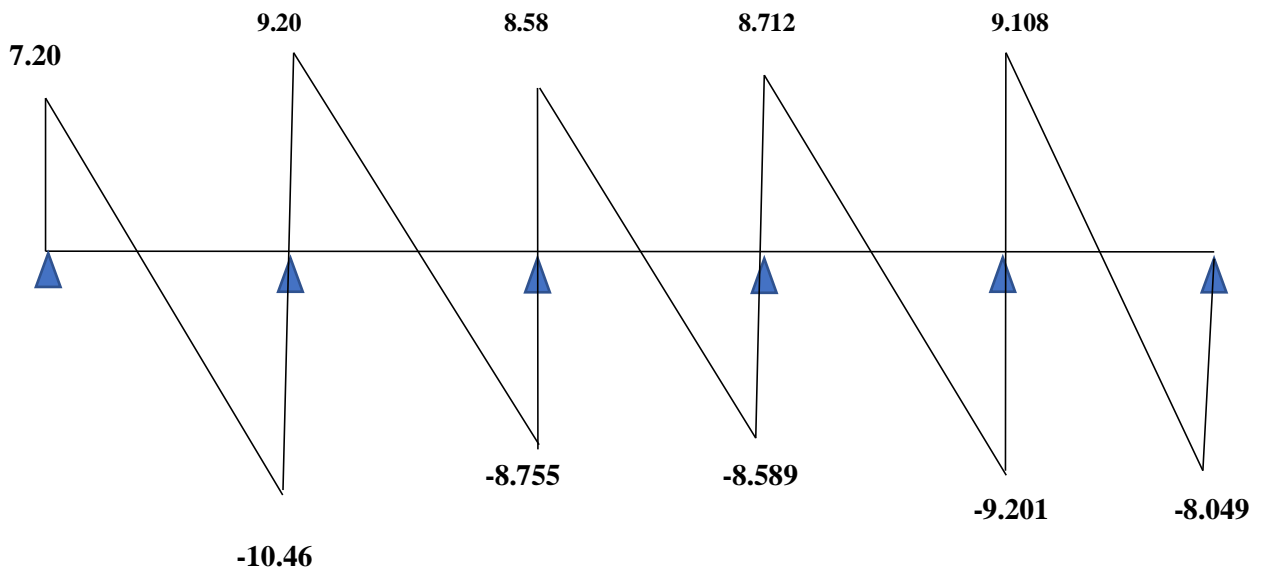


Figure III-A-11 : diagrammes des efforts internes à l'ELS

➤ **Etat limite de résistance du béton à la compression :** (A 4.5, 2 d BAEL 99) [2].

• **Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{st} = \frac{100 \times A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726$$

Pour: $\rho = 0.726$; $\beta_1 = 0.876$; $k = 25.32$

$$M_a = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.87 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 156.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{156.32}{25.32} = 6.174 < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = \frac{100 \times A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

Pour : $\rho = 1.092$; $\beta_1 = 0.856$; $k = 19.72$

$$M_t = 5.155 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.155 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 142.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{142.36}{19.72} = 7.219 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (A.4.5,32 du BAEL 99) [2].

➤ **Etat limite de déformation :**

Les règles (B.6.8, 424 BAEL 99) [2], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à

L'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

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

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b₀ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droit

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{345} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ Condition vérifiée.} \\ 0.05 \geq \frac{7.16}{15 \times 10.44} = 0.045 \text{ Condition vérifiée.} \\ \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0072 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Conclusion :

Ferraillage adopté :

Armatures longitudinales :

- En travée : **3HA 10 = 2.36cm².**
- Aux appuis : **2HA10= 1.57cm².**

Armatures transversales :

•2HA8= 1.01 cm²

Avec un espacement de 15 cm.

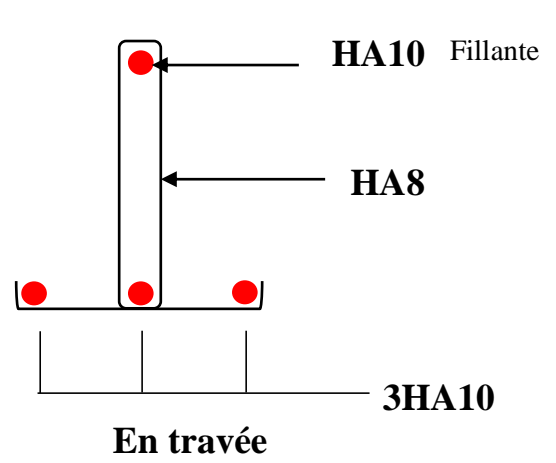
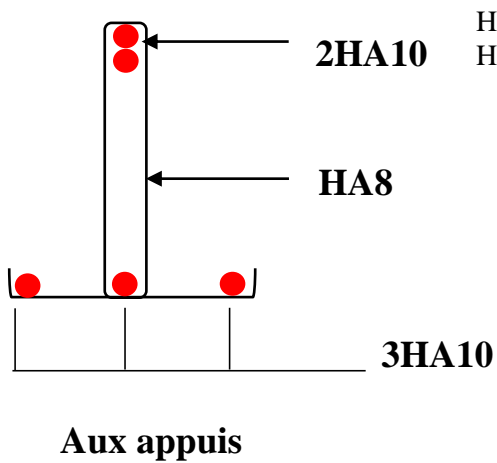
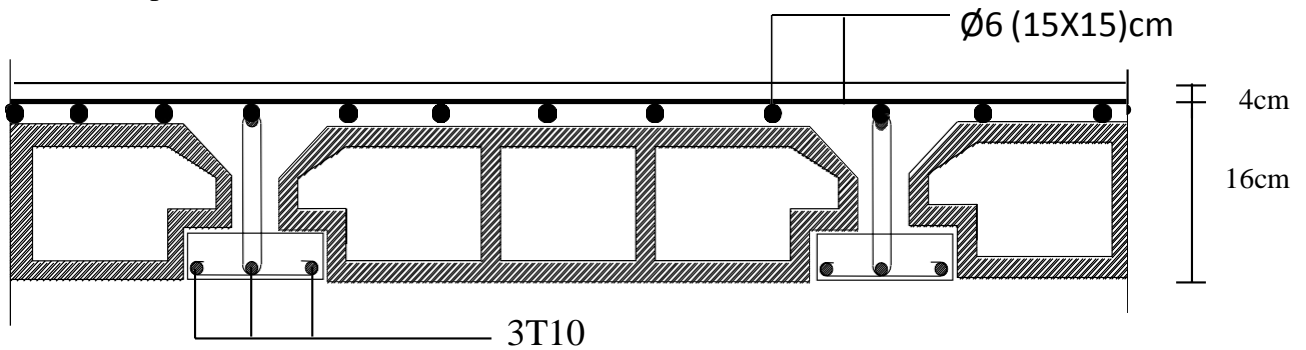


Figure A-1: ferrailage du plancher

III-B : Escalier :**III-B-1 : Définition :**

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

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul

A des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

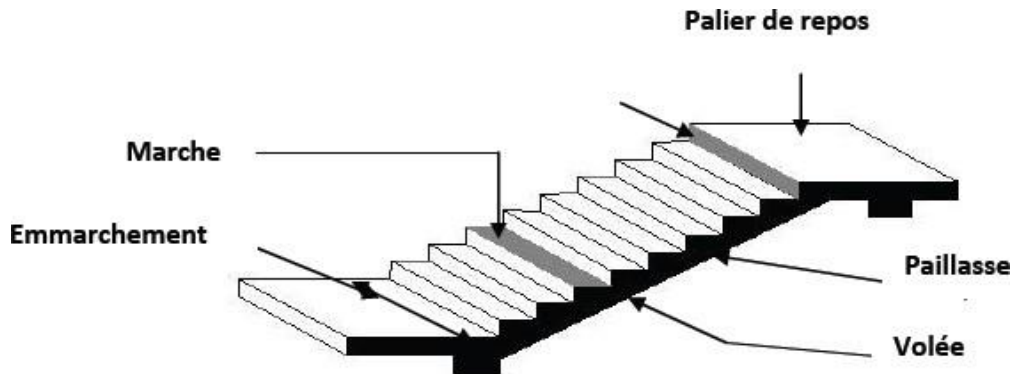


Figure : III-B-1 : Schéma général d'une volée

Caractéristiques dimensionnelles :

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

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

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

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

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs. **Hauteur de la contre Marche « h » :** c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Le h plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

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

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

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

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

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

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

-**La pailasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les Marches et contremarches.
est appelé raideur de l'escalier.

III-B-2.A-1:dimensionnement :

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

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

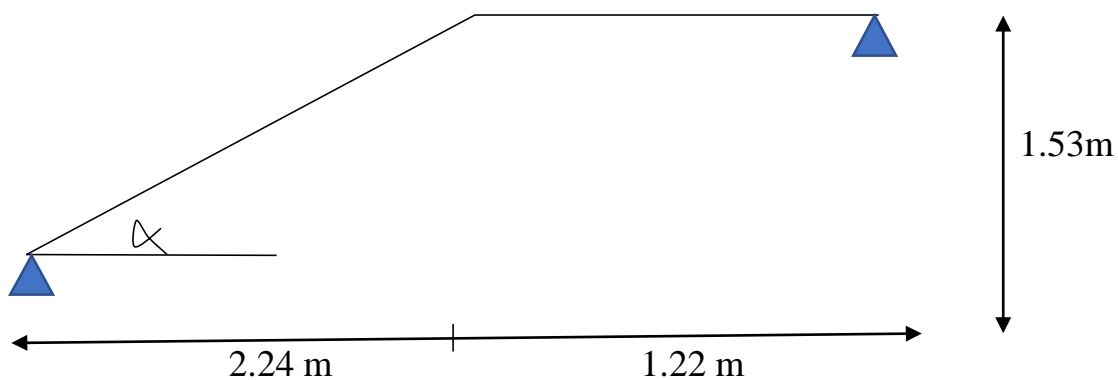
Étage courant :

Figure III-B-2 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :
 $h=17cm$.

A) Nombre de contres marches n :

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

B) Nombre de marche m :

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

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 28 = 64 \text{ cm.}$$

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

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

$$L = g (n-1) = 28 (9-1) = 224 \text{ cm.}$$

C) Epaisseur de la paillasse :

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

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

Angle d'inclinaison :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.607 \quad \alpha = 31.26^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2.24}{\cos 31.26} = 2.26 \text{ m} \quad L_1 = 1.22 \text{ m}$$

$$\text{Longueur réelle de la paillasse} = L' = L_0 + L_1 = 2.26 + 1.22 = 3.48 \text{ m}$$

$$D'où \frac{348}{30} \leq ep \leq \frac{348}{20} \quad 11.6 \leq ep \leq 17.4 \quad \text{ep} = 15 \text{ cm}$$

N. B= on prend la même épaisseur pour la volée et le palier

III-B-A-2 Détermination des charges et surcharges :**Les charges permanentes :****Le palier :**

Désignation	Epaisseur(m)	P (KN/m)	G(KN/m)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.15	25	3.75

$$G_p \text{ total} = 5.27 \text{ kN/m}$$

Tableau III-B-1 : Charges permanentes du palier

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
Enduit Ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10	/	0.2
Paillasse	$E_p/\cos\alpha=0.175$	25	4.38

G total=8.145 KN/ml

Tableau III-B-2 : Charges permanentes de la volée

Les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

III-B-2-A-3 calcul à l'ELU :**Combinaison des charges :**

$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier : } q_u^p = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.8645 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u^v = (1.35 \times 8.145 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.74575 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_s^p = (5.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s^v = (8.145 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux

Méthodes de calcul de la RDM :

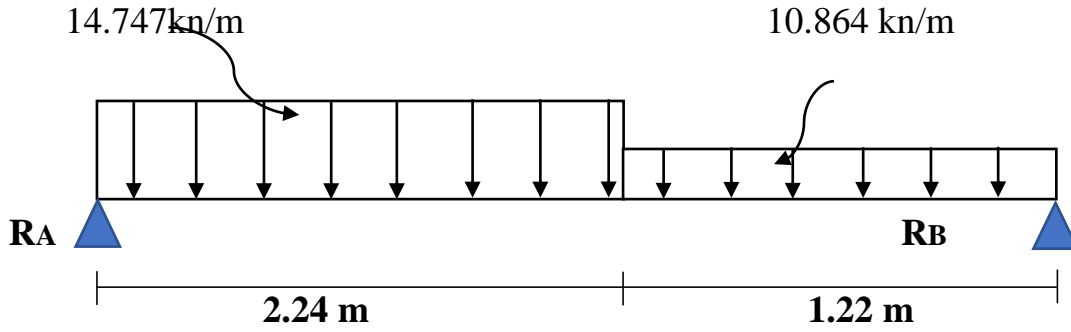


Figure III-B-3 : schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :

$$\sum F=0 ; R_A+R_B -(14.745 \times 2.24) -(10.864 \times 1.22) = 0$$

$$\Rightarrow R_A+R_B=46.263 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow -R_B \cdot (2.24+1.22) + 14.747 \times 2.24 \cdot (2.24/2) + 10.864 \times (1.22) \cdot ((1.22/2)+2.24)$$

$$-R_B \cdot 1 + 28.36 + 9.40 = 0 \quad R_B = 21.60 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A = 24.66 \text{ KN}$$

Calcul les effort internes :

Tronçon : $0 \leq x \leq 2.24 \text{ m}$

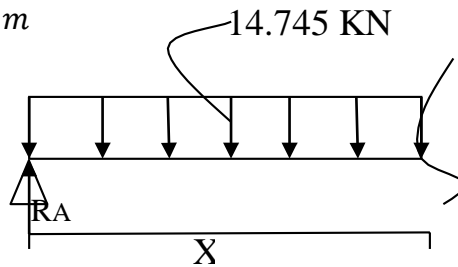


Figure III-B-4 : Tronçon 1

Effort tranchant:

$$-14.745 x + 24.66 - T_y$$

$$X=0 \rightarrow T_y = 24.66 \text{ KN} \quad X=2.24 \text{ m} \rightarrow T_y = -8.36 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z + 14.745 \frac{x^2}{2} - R_A \cdot x \rightarrow M_z = -14.745 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$X=0 \longrightarrow M_z=0 \quad X=2.24\text{m} \longrightarrow M_z=18.24 \text{ KN.m}$$

Tronçon : $1.22 \leq x \leq 0 \text{ m}$

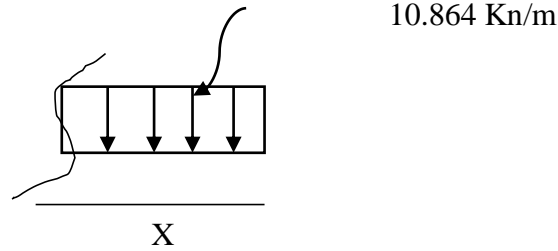


Figure III-B-5 : Tronçon II

Effort tranchant:

$$T_y = 10.864 \cdot x =$$

$$X=0 \quad T_y = 0 \text{ KN} \quad X=1.22 \text{ m} \quad T_y = 13.25 \text{ KN}$$

Moment :

$$M_z = 10.864 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \quad M_z=0 \quad X=1.22\text{m} \quad M_z=-8.08 \text{ KN.m}$$

Trançon $1.22\text{m} \leq x \leq 0.26\text{m}$

Calcul du moment M_z^{\max} :

$$R_A = 14.745 \cdot x = 0$$

$$X = \frac{24.66}{14.745} = 1.67\text{m}$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$-14.745 \frac{1.67^2}{2} + 24.66 \times 1.67 = 20.59 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les Valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction On obtient ainsi :

$$M_{az} = -0.3 \times 20.59 = -6.17 \text{ KN .m}$$

$$M_t = 0.85 \times 20.59 = 17.50 \text{ KN .m}$$

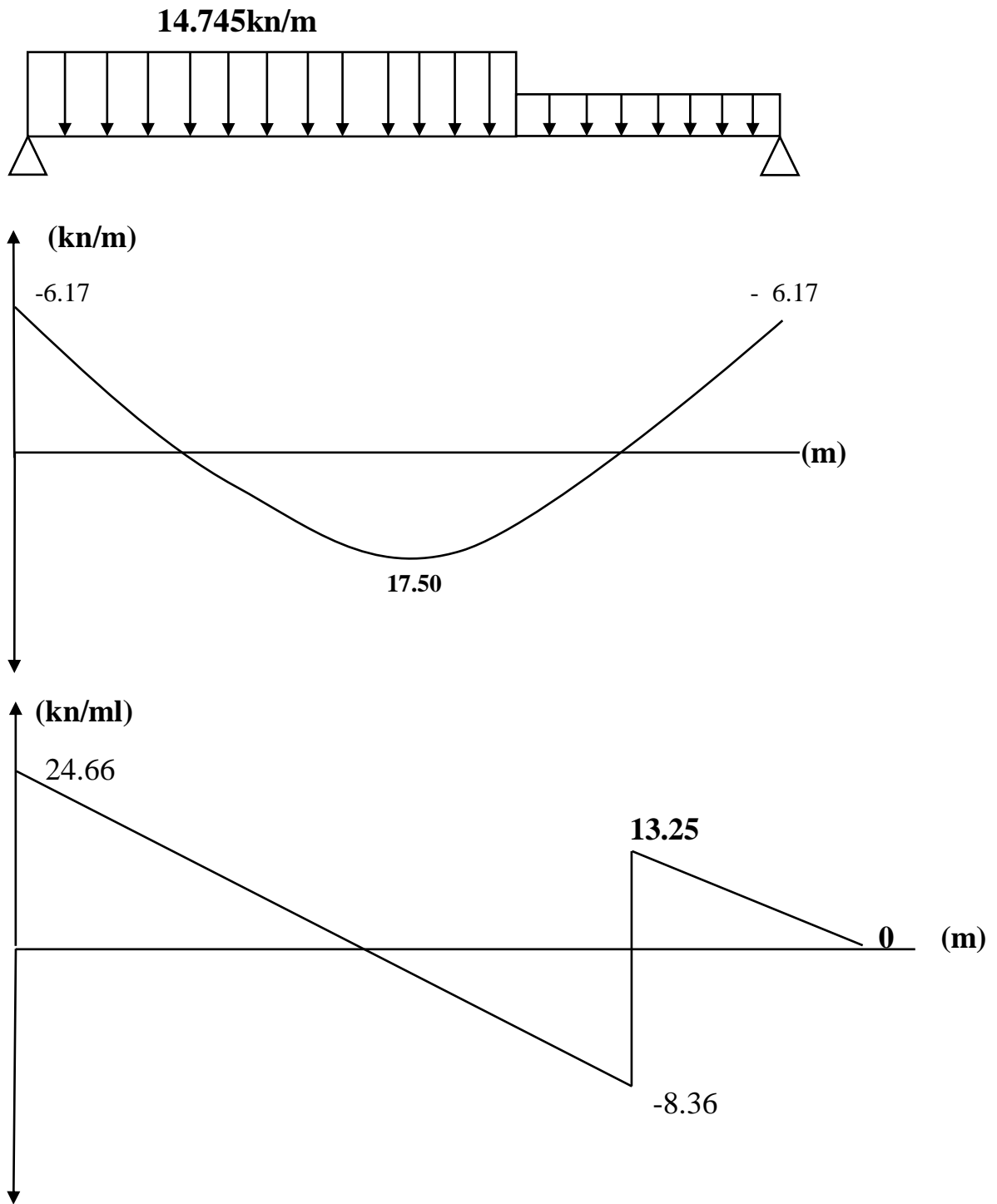


Figure III-B-6: Diagrammes des efforts internes à l'ELU

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}.$$

a) Aux appuis :

- Appui A et B : $M_A = M_B = 6.17 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.17 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.026$$

$$\mu_a = 0.026 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.026 \quad \Longrightarrow \quad \beta_l = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.17 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.36 \text{ cm}$$

$$A_A = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \quad \text{soit : } 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

b) en travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2}$$

$$\mu_t = 0.072 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.072 < \beta_l = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.50 \times 10^3}{0.963 \cdot 13 \cdot 348} = 3.95 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_t = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St=20$ cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_{rt}=4HA10=3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St=20$ cm.

Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} \geq 0.23b_0.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travées : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement (Art. 5.1, 1 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{21.60 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

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

Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1, 21 BAEL 91/révisé 99) [2].

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$

Où :

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

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

Donc : $\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\frac{21.60 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

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

Influence de l'effort tranchant :

-Au niveau des appuis (Art. 5.1, 312 BAEL 91/révisé 99) [2] :

$$A_{st} \text{ adoptée} > A_{st} \text{ ancrée} = \frac{\gamma_s \cdot V_{max}}{F_e} = \frac{1.15 \times 21.60 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adopte} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ ancrée} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées. Donc les armature inférieure ancrée sont suffisant

-Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL91/révisé 99) [2] :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 r_{se}} \longrightarrow L_s = \emptyset 35$$

Pour **HA10** : $L_s = 35 \times 10 = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$ (aux appuis).

Pour **HA12** : $L_s = 35 \times 12 = 420 \text{ mm} = 42 \text{ cm}$ (en travée).

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur des scellement mesurée hors crochets est de :
 $L_c = 40 L_s$.

Pour **HA12** $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Pour **HA10** $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$. On opte pour un $L_c = 20 \text{ cm}$.

Espacements des barres (A.8.2, 42 du BAEL 91/révisé 99) [2] :

-Armatures principales en travée : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

condition vérifiée.

-Armatures principales aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. condition vérifiée.

-Armatures de répartition : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. condition vérifiée.

B- calcul à l'ELS :

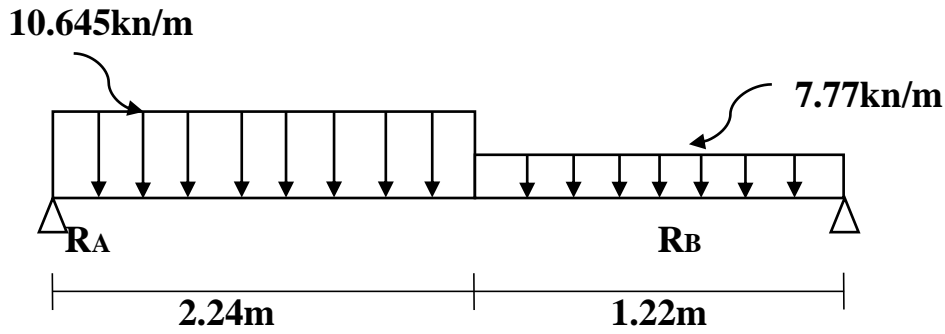


Figure III.B.7: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x=0$$

$$\Sigma F/y=0 \longrightarrow RA+RB = 10.645(2.24) + 7.777(1.22)$$

$$RA+RB = 23.84+9.48=33.31 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$RB \cdot (2.24+1.22) + 10.645 \times 2.24 \cdot (2.24/2) + 7.77 \times 1.22 \cdot ((1.22/2)+2.2)$$

$$RB = 15.52 \text{ KN}$$

$$RA = 17.78 \text{ KN}$$

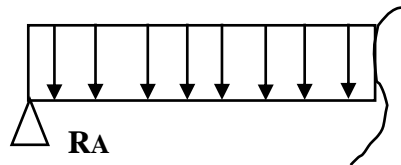
EFFORT INTRENR Effort internes:

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 2.24\text{m}$

$$Ty = RA - 10.645x = -10.645x + 17.78$$

Pour $x=0$ $Ty = 17.78 \text{ KN}$

Pour $x=2.24\text{m}$ $Ty = -6.06 \text{ KN}$



$$Mz = R_{Ax} - 10.645 \frac{x^2}{2} = 17.78x - 10.645 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour $x= 0 \text{ m}$ $Mz=0$

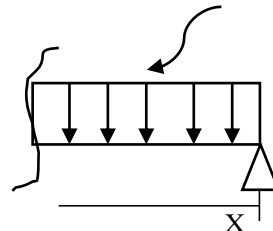
Pour $x= 2.24 \text{ m}$ $Mz= 13.13 \text{ KN.m}$

Tronçon 2: $1.22 \leq x \leq 0$

$$Ty = R_b - 7.77x$$

Pour $x=0$ $Ty=15.52$

Pour $x=1.22\text{m}$ $Ty= 6.06 \text{ KN}$



$$Mz = R_b x - 7.77 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x=0$ m $M_z=0$
Pour $x=1.22$ m $M_z= 13.15$ KN.m

Calcul du moment max M_{zmax} :

$T_y=-10.645x+17.78$ \longrightarrow L'effort tranchant est nul au point

$x=1.57$ m $M_{zmax}(1.67m)=15.08$ KN.m

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée : $M_t = 0.85 M_{zmax} = 12.86$ KN.m

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_{zmax} = -4.52$ KN.m

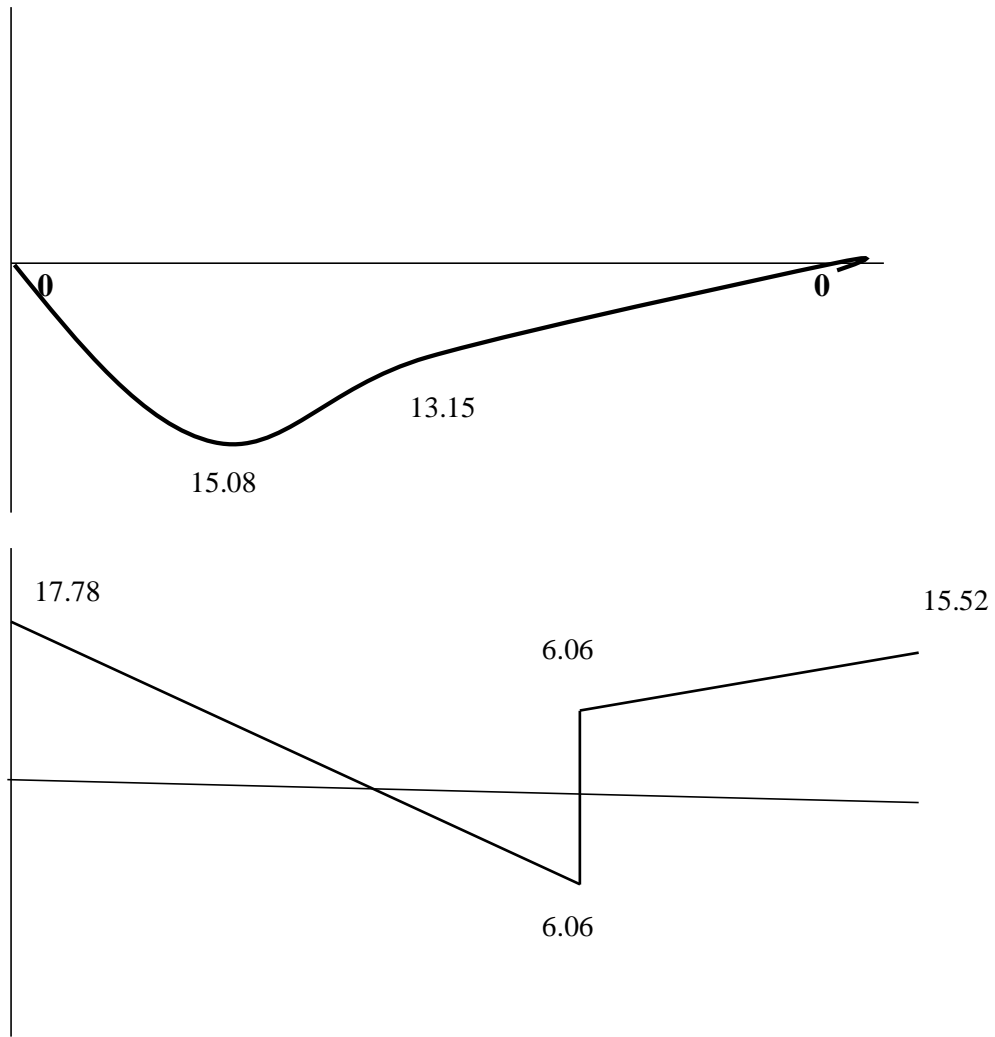


Figure III-B-8 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

Vérifications à L'ELS:

1. Etat limite de compression du béton:

- En travée:

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{bd} = \frac{100 \cdot 4.52}{100 \cdot 13} = 0.347$$

$$\rho = 0.347$$

$$k_1 = 39.95$$

$$\beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta_1 d A} = \frac{12.85 \times 10^6}{0.909 \cdot 130.452 \times 10^2} = 240.57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{240.57}{39.95} = 6.02 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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. (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99)[2].

3. Etat limite de déformation :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) [2].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ \frac{As}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{ll} \frac{h}{l} = \frac{15}{346} = 0.0433 < \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{condition non vérifier} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{346} = 0.0433 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{11.17}{10 \times 13.14} = 0.085 & \text{condition non vérifier} \\ \frac{As}{b_0d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \text{condition non vérifier} \end{array}$$

4. Calcul de la flèche :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

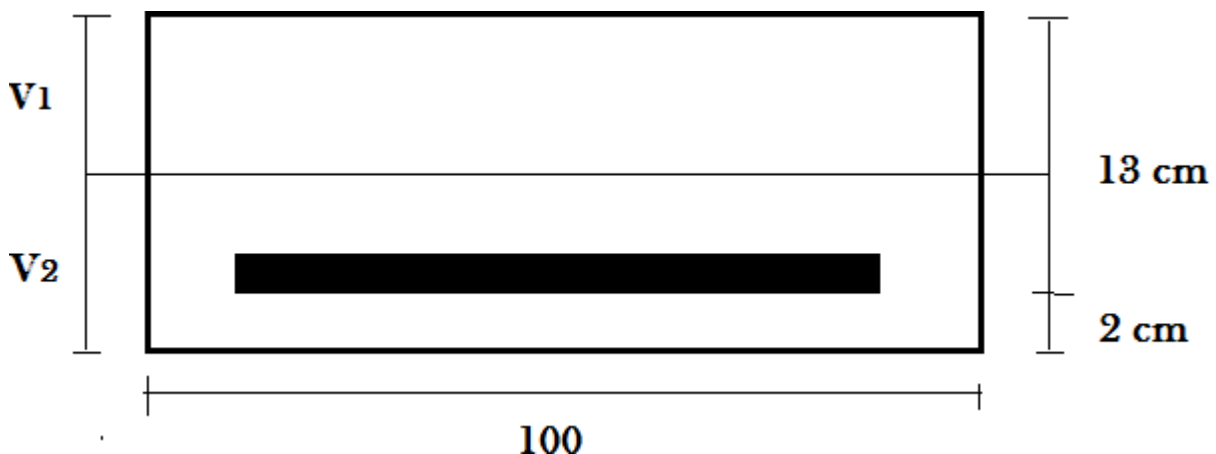


Figure III.B.9: Schéma statique de calcul

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} \leq f = \frac{l}{500} = \frac{346}{500} = 0.692 \text{ cm}$$

Avec $q_{max} = \max (q \text{ pailleuse ; } q \text{ palier}) = \max (10.645; 7.77) = 10.645 \text{ kN/ml}$

$$Q_{max} = 10.645 \text{ KN/ml}$$

f : La flèche admissible

Ev : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie totale de la section par apport au centre de gravité

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

Ou : $V_2 = h - V_1$
 $V_1 = \frac{S_{ix}}{B_0}$

Avec :

$S_{ix}'_x$: moment statique par apport a l'axe xx'

$$S_{ix}'_x = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 130 = 20064 \text{ cm}^3$$

$$S_{ix}'_x = 20064 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n.A = 100 \times 15 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{20064}{1567.8} = 12.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 12.79 = 2.20 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(12.8)^3 + (2.20)^3 + 15 \times 4.52 (2.2 - 2)^2]$$

$$I_0 = 70343.3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.645 \times 360^4}{18018.86 \times 10^3 \times 70343.3}$$

$$f = 0.0018 < 0.692 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant

L'escalier : courant**-En travée**

Armatures principales : 4HA12/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

-Aux appuis

Armatures principales : 4HA 10/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 20 cm).

Armatures de répartition : 4HA 8/ml (St= 20 cm).

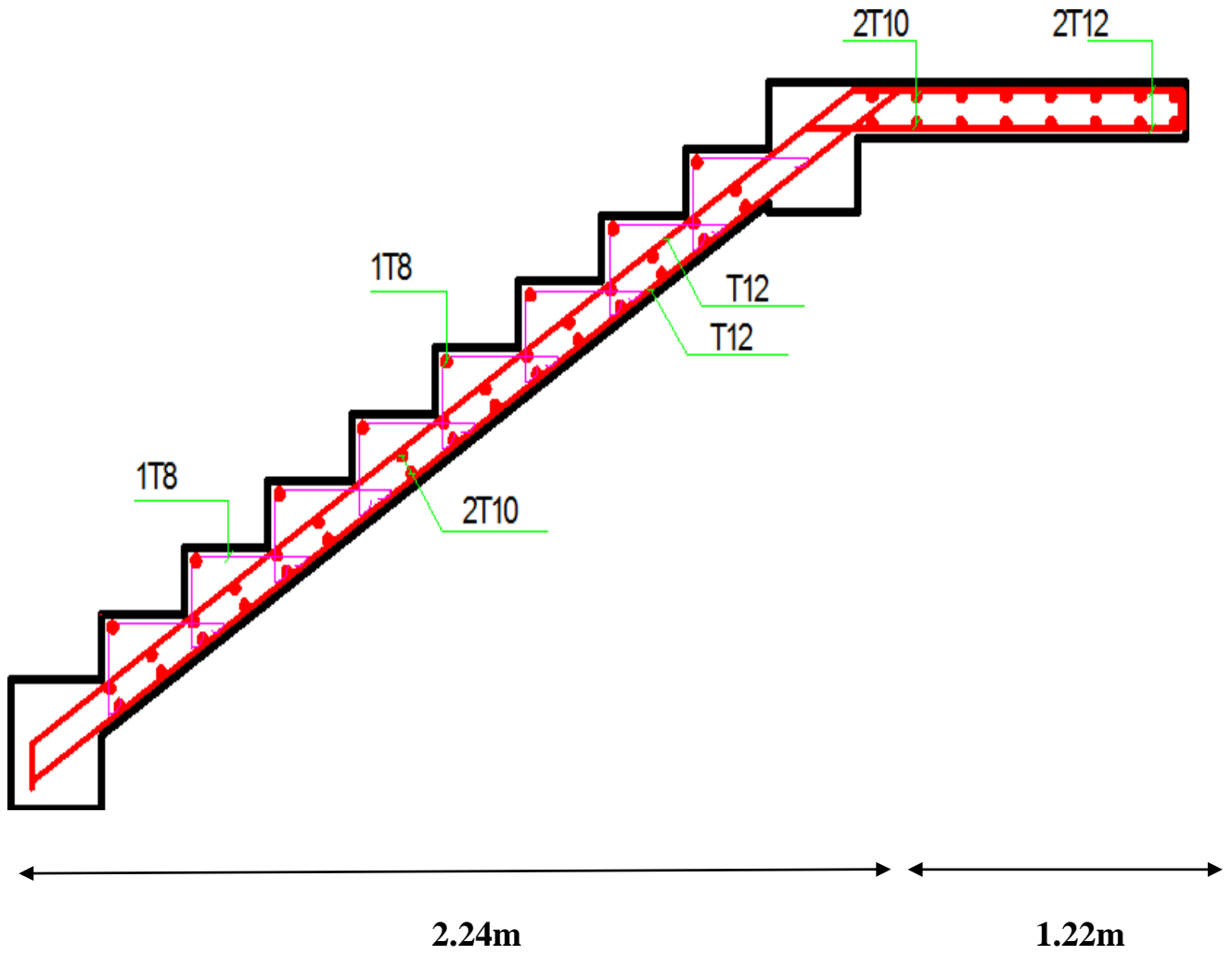


Figure III-B-11 : plan de ferrailage de l'escalier.

Type 2 (RDC) :

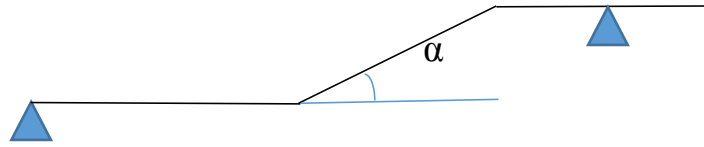


Figure III-B-3 : Schéma statique d'escalier

Calcul des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux Méthodes de calcul de la RDM :

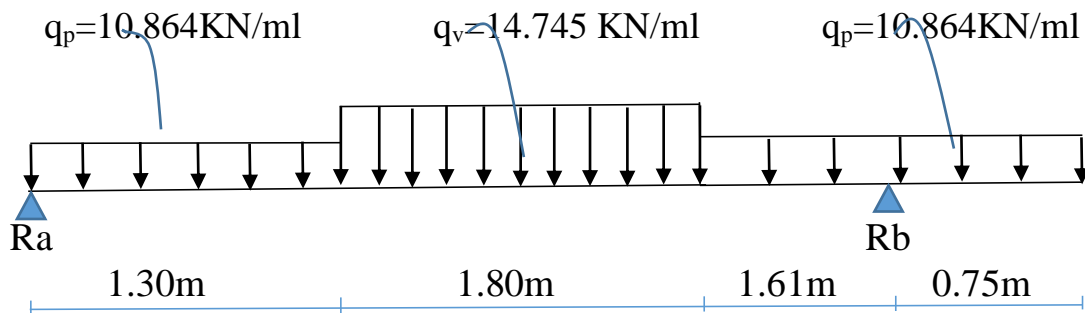


Figure III-B-4 : schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :

$$\sum F=0 ; R_A+R_B - (14.745 \times 1.8) - (10.864 \times 1.30 + 10.864 \times 2.36) = 0$$

$$\Rightarrow R_A+R_B=66.30 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow -4.71R_B + (10.864 \times 1.3 \times 0.65) + (14.745 \times 1.8 \times 2.2) + (10.864 \times 2.36 \times 4.28) = 0$$

$$\begin{aligned} -4.71R_B &= -177.30 \text{ kn} & \text{donc : } R_B &= 37.64 \text{ KN} \\ R_A &= 28.66 \text{ KN} \end{aligned}$$

Calcul les effort internes:

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

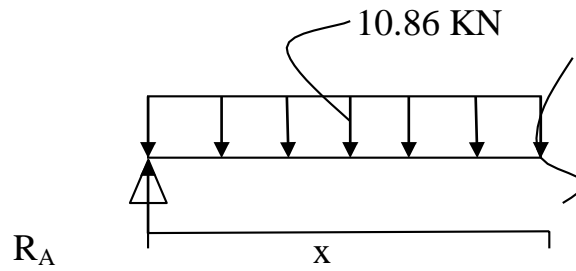


Figure III-B-5: Tronçon 1

Effort tranchant:

$$-10.864 \cdot x + 28.66 - T_y = 0$$

$$X=0\text{m} \longrightarrow T_y = 28.66 \text{ KN} \quad ; \quad X=1.30\text{m} \longrightarrow T_y = 14.53 \text{ KN}$$

Moment :

$$-M_z - 10.864 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x \longrightarrow M_z = -10.864 \frac{x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$X=0 \longrightarrow M_z=0 \quad X=1.30 \text{ m} \longrightarrow M_z=28 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $1.30\text{m} \leq x \leq 3.10\text{m}$

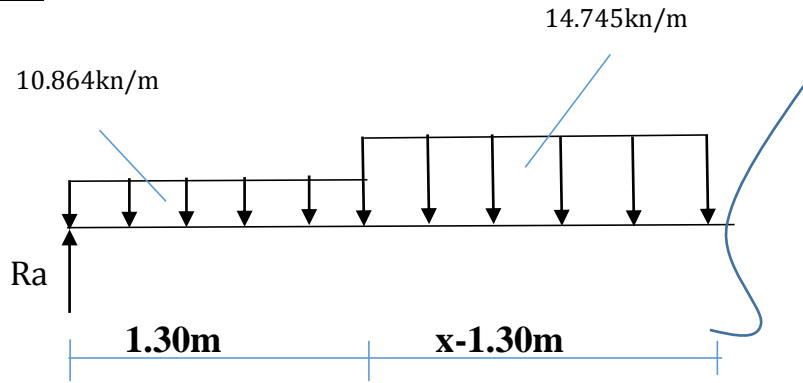


Figure III-B-6 : Tronçon II

Effort tranchant:

$$-T_y + R_a - (10.864 \times 1.30) - (14.745 \cdot (x-1.30)) = 0$$

$$T_y = -14.745x + 33.7$$

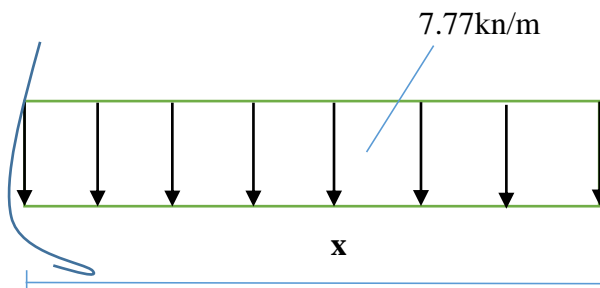
$$X=1.3\text{m} \longrightarrow T_y = 14.53 \text{ kn} \quad ; \quad X=3.10\text{m} \longrightarrow T_y = -12\text{kn}$$

Moment :

$$-M_z + R_a \cdot x - (10.864 \cdot 1.3 \cdot (1.3/2 + (x-1.3)) - 14.75 \cdot (x-1.3)^2/2) = 0$$

$$X=1,3 \longrightarrow M_z=28 \text{ KN.m} \quad ; \quad X=3,2\text{m} \longrightarrow M_z=29 \text{ KN.m}$$

Tronçon 3 : $0\text{m} \leq x \leq 0.75\text{m}$



Effort tranchant:

$$T_y - (10.864 * x) = 0$$

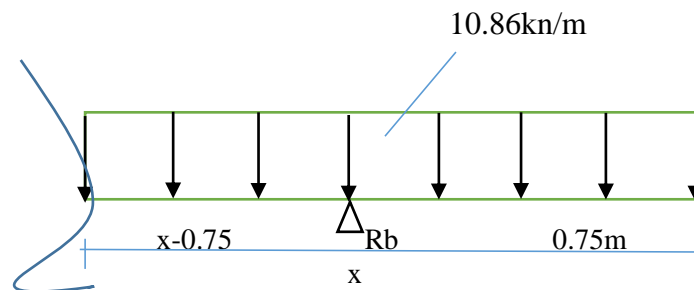
$$X=0\text{m} \longrightarrow T_y = 0\text{KN} \quad ; \quad X=0.75\text{m} \longrightarrow T_y = 8.14\text{KN}$$

Moment :

$$M_z + 10.864 * x^2 / 2 = 0$$

$$X=0\text{m} \longrightarrow M_z = 0\text{KN.M} \quad ; \quad X=0.75\text{m} \longrightarrow M_z = 3.05\text{KN.M}$$

Tronçon 4 : $0.75\text{m} \leq x \leq 2.36\text{m}$



Effort tranchant:

$$T_y + 37.64 - 10.864 * x = 0$$

$$X=0.75\text{m} \longrightarrow T_y = -29.4\text{KN} \quad ; \quad X=2.36\text{m} \longrightarrow T_y = -12\text{KN}$$

Moment :

$$M_z + (10.864 * x^2 / 2) - 37.64 * (x - 0.75) = 0$$

$$X=0.75\text{m} \longrightarrow M_z = -3.05\text{KN.M} \quad ; \quad X=2.36\text{m} \longrightarrow M_z = 30.34\text{KN.M}$$

Calcul du moment M_z^{\max} :

$$-14.745x + 33.7 = 0$$

$$X = 2.28$$

On remplace x dans l'équation du moment :

$$M_z = 35.24\text{KN.M}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les Valeurs de M_z^{max} par des coefficients de correction On obtient ainsi :

$$M_a = -0.3 \times 35.25 = -10.5 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 35.25 = 29.96 \text{ KN.m}$$

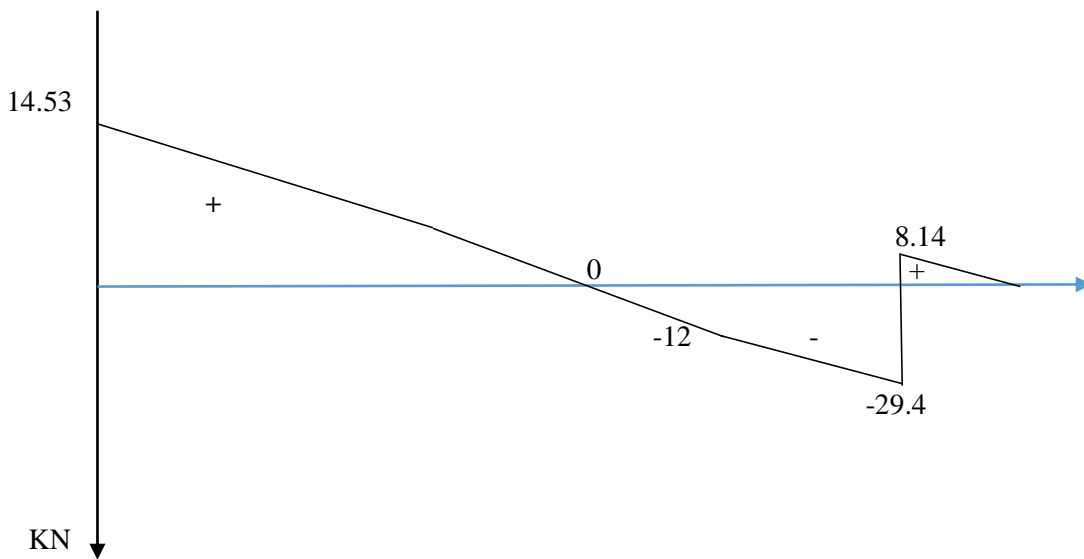
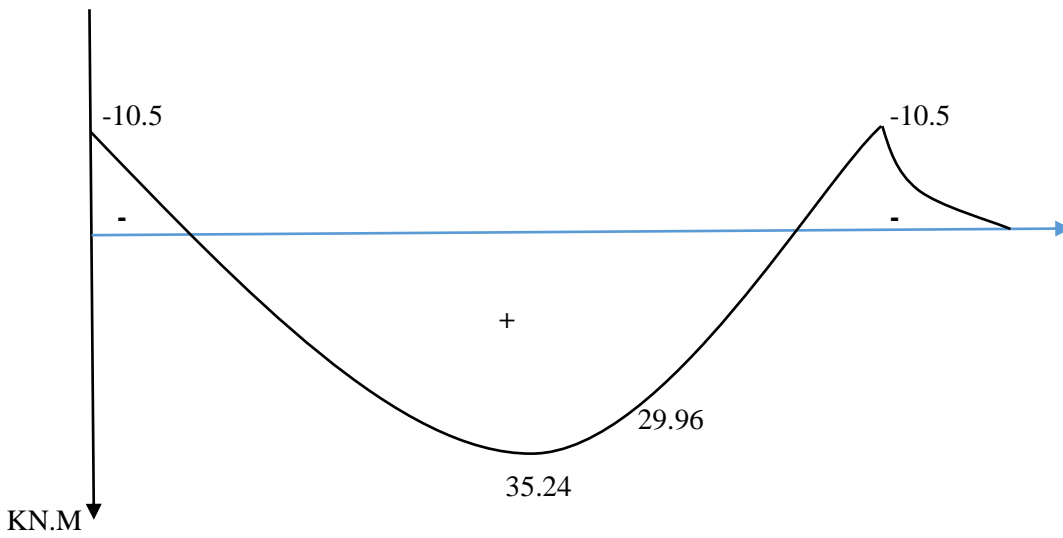
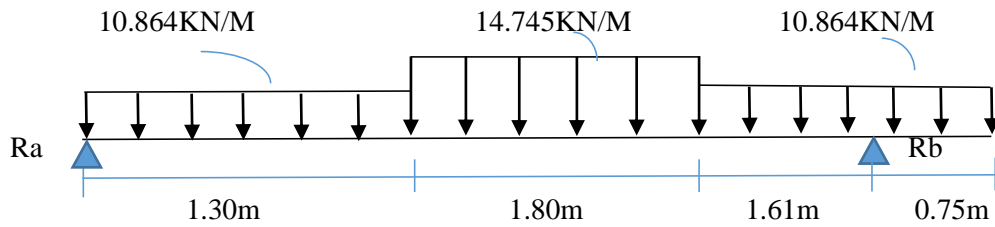


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Aux appuis :

- Appui A et B : $M_A = M_B = 10.5 \text{ KN.m}$.

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.5 \cdot 1000}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.043$$

$$\mu_a = 0.043 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.043 \quad \Longrightarrow \quad \beta_f = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.5 \cdot 1000}{0.986 \cdot 13 \cdot 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_A = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$
Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

b) en travées :

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.96 \cdot 1000}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.124 \text{ cm}^2$$

$$\mu_t = 0.124 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.124 \quad \Longrightarrow \quad \beta_f = 0.934$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.96 \cdot 1000}{0.934 \cdot 13 \cdot 348} = 7.09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_t = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_{rt} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification a l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

Avec :

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

$$\text{En travées : } A_r = 7.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

b. Espacement des barres :

➤ Armatures principales :

$$S_{t\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures répartitions :

$$S_{t\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b d}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 29.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3):

➤ **Aux niveaux des appuis :**

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$T_{\max} = 29.4 \text{ KN}$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 29.4 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$M_a = 10.5 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = -29.4 \text{ KN}$

$$\left(-29.4 + \frac{10.5}{0.9 \times 0.13}\right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

e. **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Aux appuis : 4HA 12

$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{29.4 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.7} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Travée: 5 HA 16

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 16 = 251.2 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{29.4 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 251.2} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

f. **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

$$\text{La longueur de scellement doit être : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \phi \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } L_s = 35.21 \phi \text{ cm}$$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4L_s$.

Appuis A et B :

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.21 \times 1.4 = 19.71 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 20 \text{ cm}$$

Calcul des moments et effort tranchant a ELS :

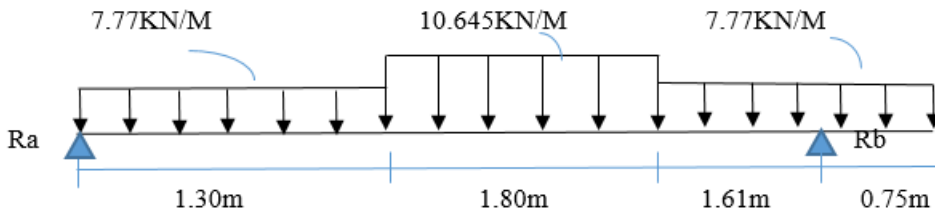


Figure III.B.8: schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/x=0$$

$$\Sigma F/y = 0 \quad \longrightarrow \quad RA+RB = (7.77 \times 1.30) + (10.645 \times 1.80) + (7.77 \times 2.36)$$

$$RA+RB = 47.59 \text{ KN.}$$

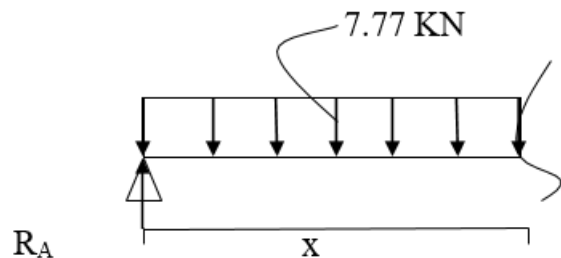
$$\Sigma M/A=0 \quad \longrightarrow \quad 7.77 (1.3 \times 0.65) + 10.645 (1.8 \times 2.2) + 7.77 (2.36 \times 4.28) - 4.71 Rb = 0$$

$$RB = 27 \text{ KN}$$

$$RA = 20.59 \text{ KN}$$

Calcul les effort internes:

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$



Effort tranchants :

$$-7.77x + 20.59 - Ty = 0$$

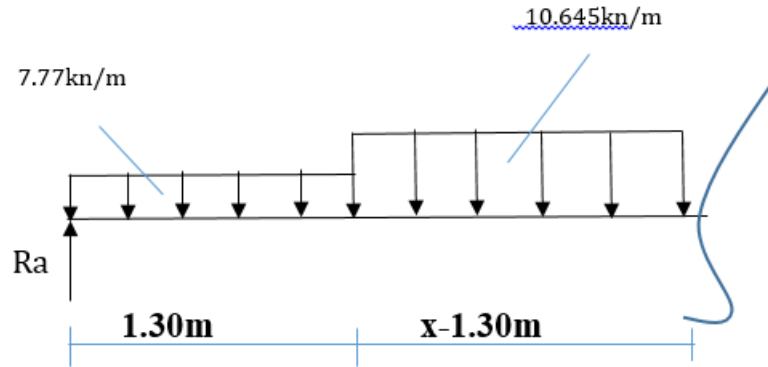
$$x=0\text{m} \quad \longrightarrow \quad Ty = 20.59\text{kn} \quad ; \quad x=1.30\text{m} \quad \longrightarrow \quad Ty = 10.48\text{kn}$$

moment :

$$-Mz - 7.77 \frac{x^2}{2} + Ra \cdot x = 0$$

$X=0m \rightarrow Mz= 0 \text{ Kn.m}$; $X= 1.30m \rightarrow Mz= 20.20 \text{ Kn.m}$

Tronçon 2 : $1.30m \leq x \leq 3.10m$



Effort tranchants :

$$-Ty - 10.645(x-1.30) - 7.77(1.30) + Ra = 0$$

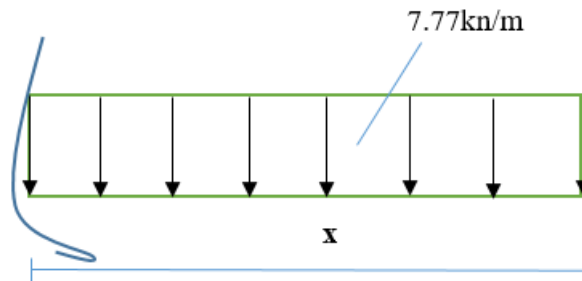
$X=1.3m \rightarrow Ty = 10.48kn$; $x= 3.10m \rightarrow Ty = -8.66 \text{ kn}$

Moments :

$$-Mz - 10.645 \left(\frac{(x-1.3)^2}{2} \right) - 7.77(1.3) \left(1.30/2 + x-1.3 \right) + Ra \cdot x = 0$$

$X= 1.30m \rightarrow Mz = 20.2kn.m$; $X= 3.10m \rightarrow Mz = 21.8 \text{ kn.m}$

Tronçon 3 : $0m \leq x \leq 0.75m$



Effort tranchants :

$$Ty - 7.77 \cdot x = 0$$

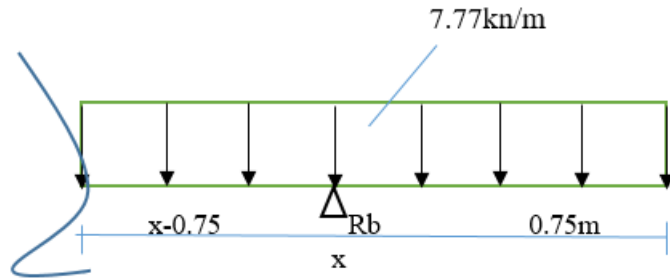
$X=0m \rightarrow Ty= 0kn$; $X=0.75m \rightarrow Ty=5.82kn$

Moments :

$$M_z + 7.77 \frac{x^2}{2} = 0$$

$X=0\text{m} \longrightarrow M_z = 0\text{kn.m}$; $X= 0.75\text{m} \longrightarrow M_z = 2.18\text{kn.m}$

Tronçon 4 : $0.75\text{m} \leq x \leq 2.36\text{m}$



Effort tranchants :

$$T_y + R_b - 7.77(0.75) - 7.77(x-0.75) = 0$$

$X=0.75\text{m} \longrightarrow T_y = -21.17\text{kn}$; $X=2.36\text{m} \longrightarrow T_y = -8.66\text{kn}$

Moments :

$$M_z + 7.77 \left(\frac{(x-0.75)^2}{2} \right) - R_b (x-0.75) + 7.77(0.75)(x-0.75/2) = 0$$

$X=0.75\text{m} \longrightarrow M_z = 2.18\text{kn.m}$; $X=2.36\text{m} \longrightarrow M_z = 21.8\text{kn.m}$

Calcul du moment M_z^{max} :

L'effort tranchant est nul au point $x = 2.28\text{m}$

D'où $M_{z\text{max}} = 25.36\text{kn.m}$

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

En travée: $M_t = 0.85M_{z\text{max}} = 21.56\text{KN.m}$

Aux appuis: $M_a = -0,3 M_{z\text{max}} = -7.60\text{KN.m}$

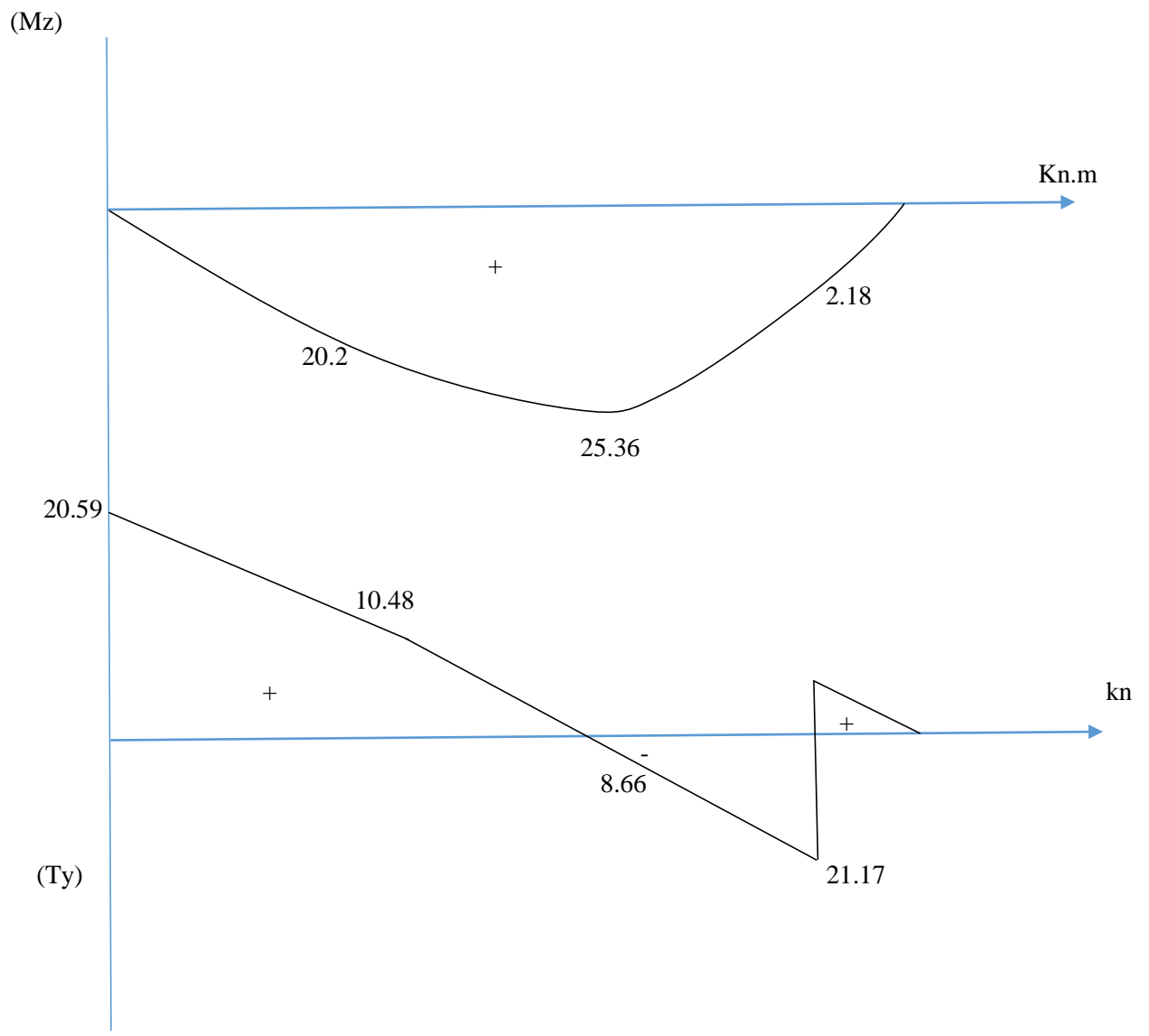
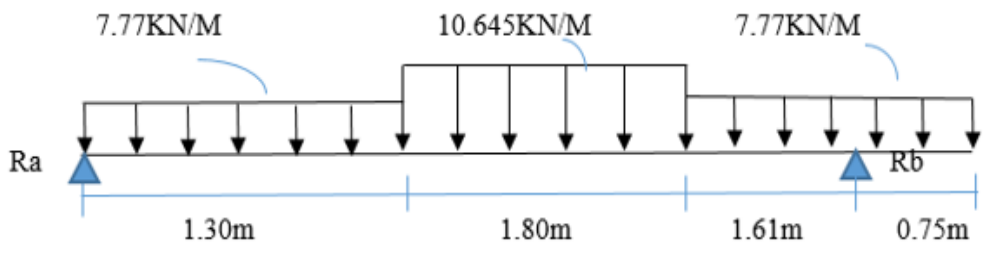


Figure III-B-9 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

III. Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Aux Appuis :

Avec :

$$M_s = -7.60 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.60 \times 10^3}{0.909 \times 13 \times 4.52} = 142.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{39.95} \times 142.28 = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

En travée:

Avec :

$$M_s = 21.56 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 8.04}{100 \times 13} = 0.618$$

$$\rho_1 = 0.618 \rightarrow \beta_1 = 0.884 \rightarrow K_1 = 28.10$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.56 \times 10^2}{0.887 \times 13 \times 8.04} = 232.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{28.30} \times 232.55 = 8.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.21 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

C. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{b. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

Calcul de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{471} = 0.031 > \frac{1}{16} = 0.06$$

Condition non vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.031 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21.56}{10 \times 25.36} = 0.085$$

Condition non vérifiée

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0030 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$$

Condition vérifiée

Calcul de la flèche :

On va vérifier la formule suivante

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} l^4}{E_p I} \leq f \quad \text{avec: } f = \frac{L}{500} = \frac{487}{500} = 0.97 \text{ cm}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.73 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 15 - 7.73 = 7.26 \text{ cm} \quad \Longrightarrow Y_1 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.26^3 + 7.73^3) + 15 \times 4.52 \times (7.73 - 3)^2 = 42423.69 \text{ cm}^4$$

$$I = 42423.69 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{21.56 \times (3,3)^4 \times 10^6}{10818,86 \times 42423.69} = 0.014 \text{ cm}$$

$$f = 0,014 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,97 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrailé comme suit :

Aux Appuis:

➤ **Aux Appuis :**

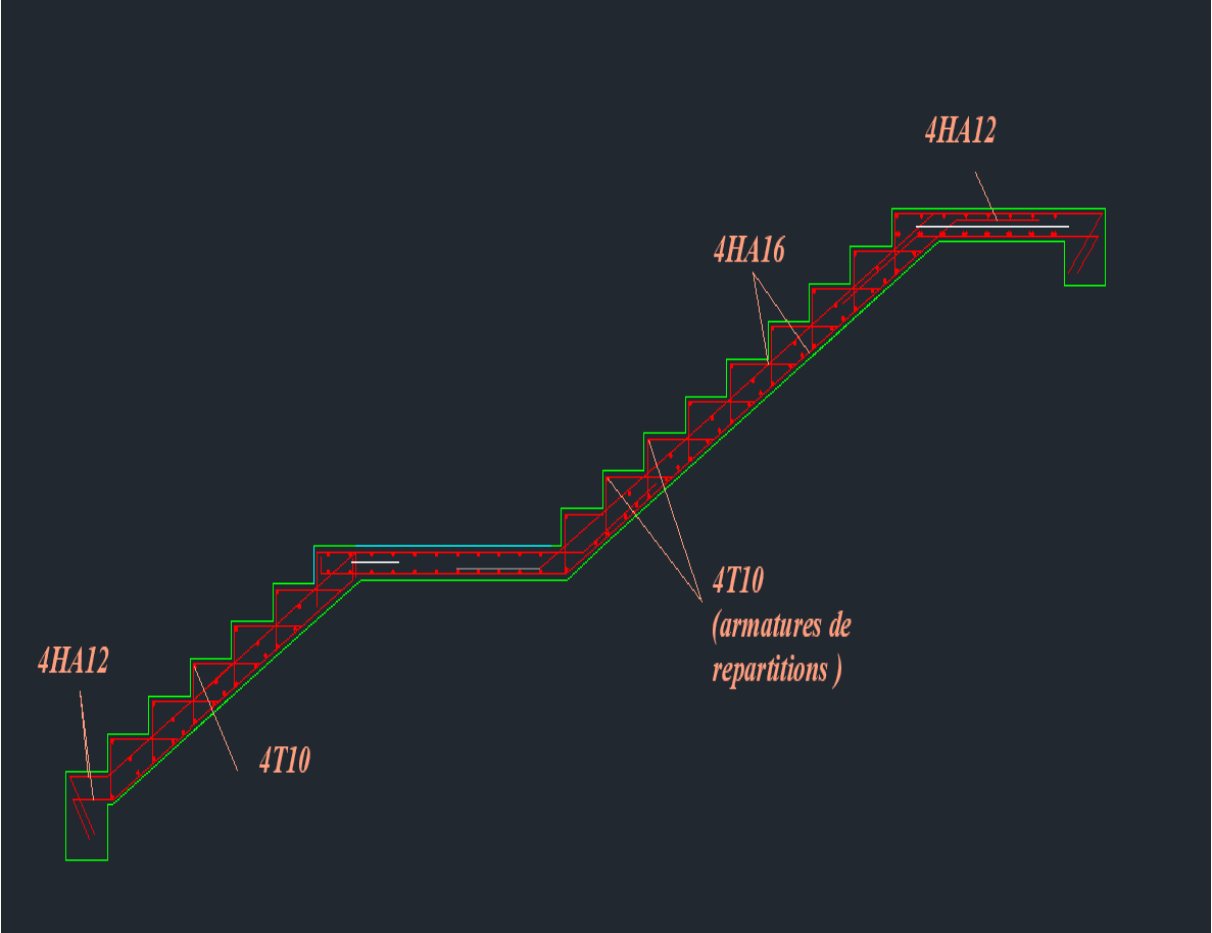
Armatures principales: 4HA12/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4HA10/ml avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$.

En travée :

Armatures principales: 4HA16/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA10/ml avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$.



III-3 Calcul du balcon

Le balcon est considéré comme un console encastré au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité, il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur 1m. Ce type de balcon est soumise à une charge concentrée verticale G_1 due au poids propre du garde corps ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q . Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

II- 3-1 Pré dimensionnement

On a: $E_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13$

Soit : $e_p = 13$ cm

L : La largeur de la console

III- 3-2 Schéma statique



Figure III-3-1 schéma statique de balcon

III-3-3 Calcul Charges et surcharges

- ❖ Charge permanente : $G = 5,55 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge de concentration due au poids de garde corps : $0,9 \text{ KN/m}^2$

III-3-4 Combinaisons des charges

a) Combinaisons de charge à l'E L U

- La dalle $q_u = (1,35 \times 5,55 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,742 \text{ KN/ml}$
- Main courante $q_{1u} = (1,5 \times 1) \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Garde corps $g_u = (1,35 \times 0,9) \times 1 = 1,215 \text{ KN/ml}$.

b- Combinaison de charge à l'ELS

- La dalle $q_s = (5,55 + 3,5) = 9,05 \text{ KN/ml}$
- Main courante $q_{1s} = 1 \text{ KN/ml}$
- Garde corps $g_s = 0,9 \text{ KN/ml}$

III-3-5 Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

✓ Calcul des moments

1 Calcul à l'ELU

✓ Le moment provoqué par la charge :

$$M_{qu} = -q_u \cdot l^2 / 2 = 12.742 \cdot (1.30)^2 / 2 = -10.76 \text{ KN. m}$$

✓ Moment provoqué par Garde-Corps :

$$M_{gu} = g_u \cdot L = 1.215(1.30) = -1.579 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment total } M_u = M_{qu} + M_{gu} = 10.76 + 1.579 = 12.339 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

2 Calcul à l' ELS

Le moment provoqué par la charge

$$M_{qs} = q_s \cdot l^2 / 2 = 9.05 \times (1.30)^2 / 2 = 7.64 \text{ KN. m}$$

✓ Moment provoqué par Garde Corps

$$M_{gs} = g_s \cdot L = 0.9(1.30) = 1.17 \text{ KN. m}$$

$$\text{Moment total } M_s = M_{qs} + M_{gs} = 7.64 + 1.17 = 8.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul le ferrailage à l'ELU:** il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

✓ Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.339 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1,42} = 0.051$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad ; \quad \beta = 0,965$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.339 \times 10^2}{0,965 \times 13 \times 34,8} = 2.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$; Avec $st = 20 \text{ cm}$

✓ Calcul des armatures de répartitions

$$A_t = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}$; Avec $st = 25\text{cm}$

Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité (B.A.E.L 91-Art.A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{348}$$

$$A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 < A \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Espacement des barres (B.A.E.L.91-Art-5.1.42)

Armatures principales $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Armatures répartition $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

c-Vérification au cisaillement (B.A.E.L.-Art-5.1.211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{19.64}{100 \times 12} \times 10 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d- Vérification de l'adhérence des barres

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

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d\Sigma\mu_i}$$

Avec : $\Sigma\mu_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma\mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{19.64}{0.9 \times 13 \times 15.07} \times 10 = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot As}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot As}{b \cdot d} \implies \rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \cdot 13} = 0.347 \implies \beta_1 = 0.909 \implies K_1 = 39.95$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8.81 \times 10^6}{0.909 \times 130 \times 4.52 \times 10^2} = 164.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

b. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.030 \times 164.94 = 4.94 \text{ MPA} \implies \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{15}{130} &= 0.115 > \frac{1}{16} = 0.063 \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{8.81}{10 \times 8.81} = 0.1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

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

Conclusion :

Le balcon est ferrillé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA12 avec $S_t=20$ cm.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.

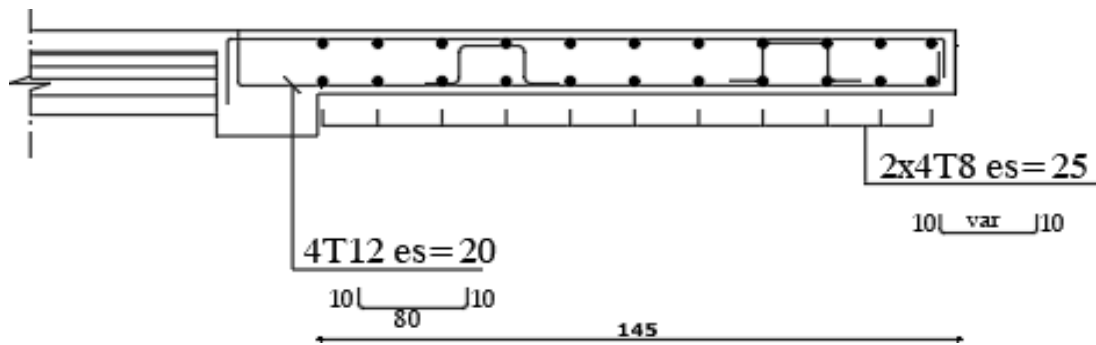


FIGURE.III.4.5.Schéma ferrailage du balcon

III.1. L'acrotère :

III.2.1: Définition :

L'acrotère est une murette en béton armé coulée sur place au plancher terrasse ayant comme rôle de protection du linge qui sépare la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère de point de vue de calcul est assimilée à une console encastrée à la base dans le plancher terrasse, elle est sollicitée par un effort normale de compression dû à son poids propre, à une surcharge concentrée due à la main courante.

La terrasse est inaccessible, nous adoptons les dimensions indiquées sur la figure.

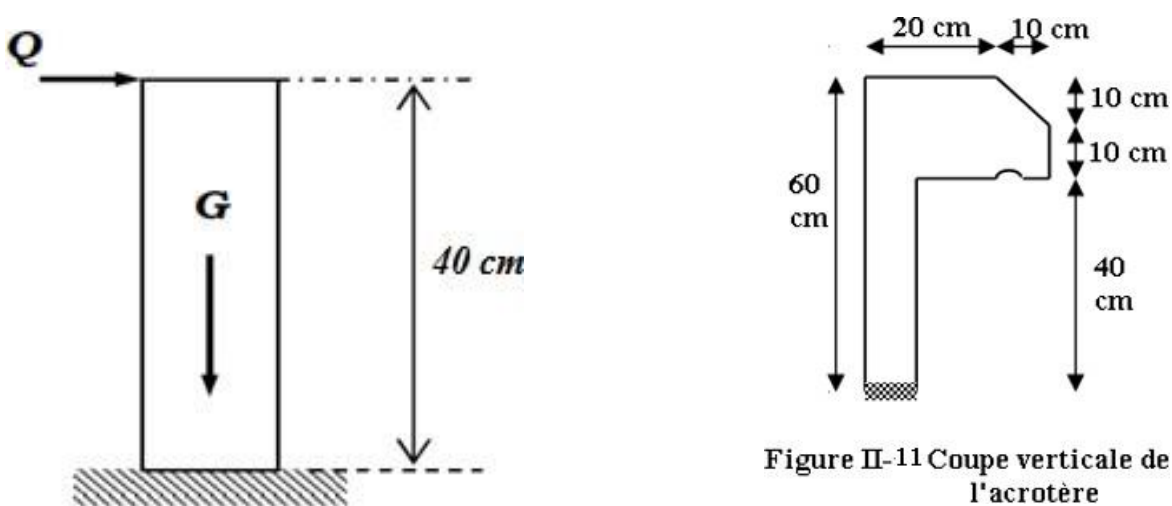


Figure III.2.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.2.2. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.3. Dimensionnement :

- Hauteur= 60 cm.
- Epaisseur=10cm
- La surface : $S=[(60 \times 10) + (20 \times 10) + ((10 \times 10) / 2) + (10 \times 10)] = 800 \text{cm}^2 = 0.08 \text{m}^2$
- L'enrobage : $c=c'=3\text{cm}$

III.2.4. Calcul des efforts internes

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S \times 1 \text{ m}$

ρ : masse volumique du béton ($\rho = 25 \text{ KN/m}^3$).

S : section longitudinale de l'acrotère. $S= 0.08\text{m}^2$.

D'où : $G = 0.08 \times 25 = 2 \text{ KN/m}$

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

➤ **Calcul des sollicitations**

- **Moment de renversement M dû à la surcharge Q :**

$M = Q \times H = 1 \times 0.60 \times 1 \text{ ml} = 0.60 \text{ kN.m}$; pour $x=0.5\text{m}$ ➔ $M = 1 \times 0.6 \times 0.5 = 0.3 \text{ kN.m}$

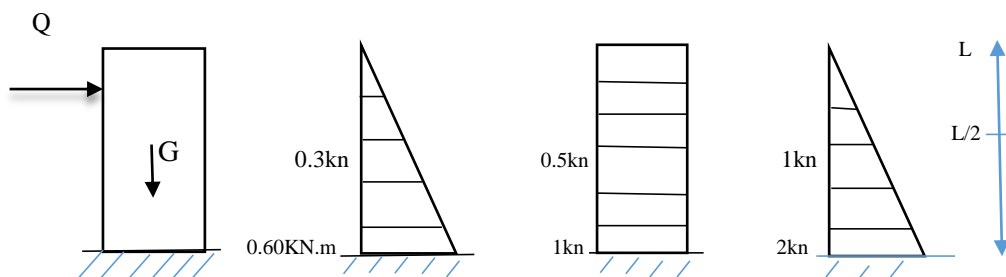
- **Effort tranchant :**

$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$; pour $x=0.5\text{m}$ ➔ $T = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN}$

- **Effort normal du au poids propre G**

$N = G \times 1 \text{ ml} = 2 \text{ KN}$

Pour $L=x$ ➔ $N = 2x \text{ kn}$; pour $x=0.5\text{m}$ ➔ $N=2 \times 0.5 = 1 \text{ kn}$



1) Diagramme des moments 2) Diagramme de l'effort tranchant 3) Diagramme de l'effort

Figure III.2.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.2.5. Combinaison des charges :

- **A l'ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q$
 - L'effort normal: $N_u = 1.35G = 1.35 \times 2 = 2.7\text{kN}$
 - l'effort tranchant: $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{kN}$
 - Moment de flexion : $M_u = 1.5 MQ = 1.5 \times 0.60 \times 1 = 0.9\text{kN.m}$

- **A l'ELS :** $q_s = G + Q$
 - L'effort normal : $N_s = G = 2\text{ kN}$
 - L'effort tranchant : $T_s = Q = 1\text{ kN}$
 - Moment de flexion : $M_s = MQ = 0.60\text{kN.m}$

	N(KN)	T(KN)	M(KN.m)
ELU	2.7	1.5	0.9
ELS	2	1	0.6

Tableau III.2.1 : Calcul des sollicitations

III.2.6. Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

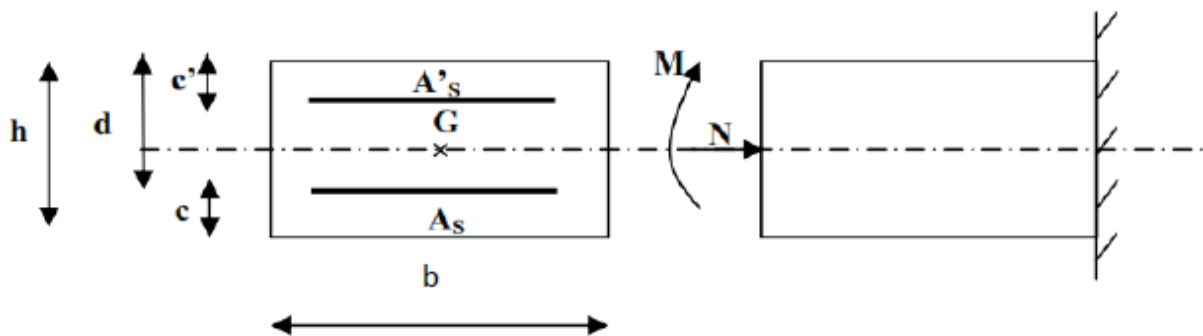


Figure III.2.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Avec :

- ✓ h : épaisseur de la section : 10cm
- ✓ b : largeur de la section : 100cm
- ✓ c et c' : l'enrobage : 3cm
- ✓ d = h - c : hauteur utile, (h - c = 10 - 3 = 7 cm).
- ✓ Mf : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2.6.1 Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.7} = 0.27\text{m} = 27\text{cm}$$

h

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

Avec :

- ✓ : moment dus à la compression.
- ✓ : effort de compression.
- ✓ eu : excentricité.

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

$$\text{Donc : } eu = 27\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 2$$

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

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « Mf », puis on se ramènera à la flexion composée où la section d'armature qui sera déterminée est en fonction du celle préalablement calculée.

b) Calcul en flexion simple :

Moment fictif :

$$Mt = Nu \cdot g = Nu \cdot (eu + (h/2 - c))$$

- ✓ g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 2 \times \left[0.27 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.58 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0.58 \text{ Kn.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2} \times f_{bc} = \frac{0.58 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_l = 0.392$$

$\mu_u = 0.008 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ [MPa]}$$

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.58 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 7} = 0.238 \text{ cm}^2$$

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

c) Calcul en flexion composée :

➤ La section des armatures réelles :

- Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\Sigma_{st}} = 0.238 - \frac{2 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$A = 0.18 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0$ (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

III.2.6.2 Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité :(Art : A.4.2.1 BAEL91/99)

Au > Amin

$$A_{min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \frac{eu - 0.455d}{eu - 0.185d}$$

➤ Calcul de l'excentricité eu :

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2} = 37 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{48 - 0.455(7)}{48 - 0.185(7)} \right] = 0.81$$

$$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 > A = 0.375 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée Avec :

$$\checkmark f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A = A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 4HA8 = 2.01 cm². Avec un espacement de : $e = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$
 $e = 25 \text{ cm} \leq \min(30 ; 33 \text{ cm})$ $e = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3HA8 = 1.51 cm² avec un espacement : $St = 60 / 3 = 20 \text{ cm}$

a) Vérification au cisaillement : (Art : A.5.1, 211 BAEL91/99)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

On doit vérifier que : $r_u \leq \bar{r}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} r = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \\ \bar{r}_u \quad r_u = \end{array} \right.$$

Chapitre III $\frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.0214 \text{ MPA}$

Avec :

✓ $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ Kn}$

✓ V_u : effort tranchant à l'ELU

$r_u \leq \bar{\tau}_u = 0.0214 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \rightarrow$ la condition est vérifiée

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification de l'adhérence des barres :(Art A.6.1, 3 BAEL91/99)

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

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

✓ Ψ_s : Coefficient de scellement : $\Psi_s=1.5$ pour les H.A

✓ $\Psi_s= 1$ pour les ronds lisses

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma U_i}$$

Avec :

✓ ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres

Soit : $\Sigma U_i = n\Pi\Phi = 4 \times \Pi \times 0.8 = 10.05\text{cm}$

D'où : $\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.369 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 0.226\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,221BAEL91/99)

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400} \\ L_s = 50 \Phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

On opte pour $l_s = 35\text{cm}$.

d) Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99) :

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $St = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}$ → **la condition est vérifiée.**

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{ cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $St = 20\text{cm} < 40\text{ cm}$ → **la condition est vérifiée.**

III.2.6.3 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 :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

(Art A.4.5.3.3BAEL91/99)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{t28})\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.288 \rightarrow \beta_1 = 0.9325$$

$$K_1 = 50.36$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{0.75 \times 10^3}{0.9325 \times 7 \times 2.01} = 57.16 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 57.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$; Donc la condition est vérifiée

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2BAEL91/99) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{57.16}{50.36} = 1.135 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.135 \text{ MPa} < n\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → **La condition est vérifiée ;** donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Conclusion

Armatures principales : 4HA8 espacées de 25cm.

Armatures de répartition : 3HA8 espacées de 20cm.

III.2.7 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

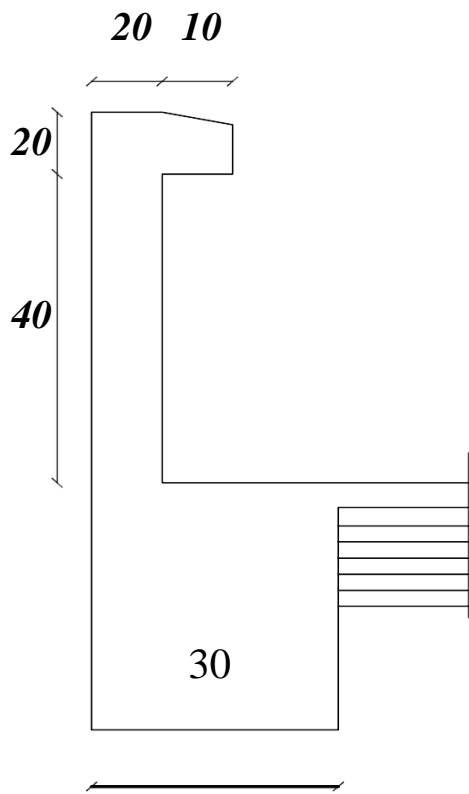
L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale :

$$F_p = 4 A \times C_p \times w_p$$

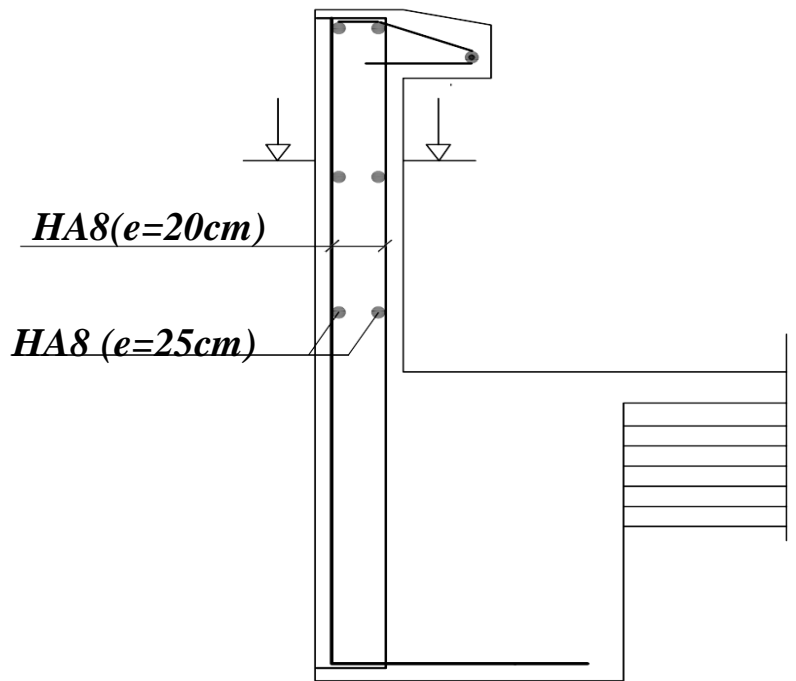
Avec :

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas
- ✓ A = 0.15 (Zone IIa ; groupe d'usage 2 ; A= 0.25) (**Art4.2.3. Tableau 4-1/RPA99**)
- ✓ Cp : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
- ✓ Cp = 0.8 (**Tableau 6-1/RPA99**)
- ✓ Wp : poids de l'acrotère
- ✓ Wp = 1.925 kN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$. Alors il est utile de calculer l'acrotère au séisme.

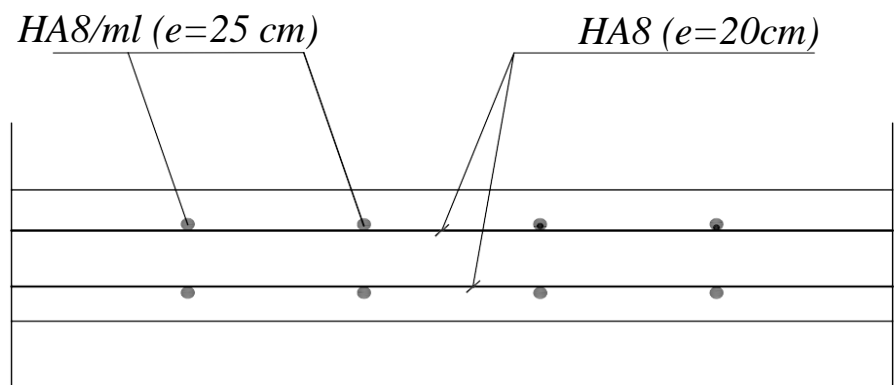


Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère

Coupe A-A



III.1. La poutre palière :

III.1.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b h). Qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux, sa portée est de 3.30 m, Le calcul se fera en flexion simple.

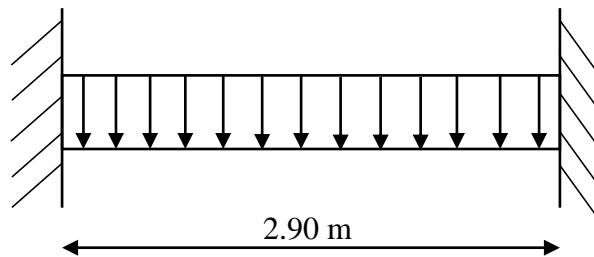


Figure III.4.1 schéma statique de la poutre palière

III.1.2. Pré dimensionnement de la poutre palière :

a. La Hauteur :

a) La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre
- L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$L_{max} = 290 \text{ cm}$

$$\frac{290}{15} = 19.33\text{cm} \leq h_t \leq \frac{290}{10} = 29 \text{ cm}$$

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

b) La Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

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

$$0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \text{ cm}$$

Soit : $b = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée .

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots \rightarrow$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \dots \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$.

III.4.3 Calcul des charges et surcharges revenant à la poutre palière :

➤ **Poids propre :**

$$G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1.875\text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d’exploitation :**

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

➤ **L’effort tranchant à l’appui A :**

- **ELU :** $T_u = 22.73\text{ KN}$
- **ELS :** $T_s = 16.525\text{KN}$

➤ **Combinaison de charges :**

• **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times G + T_u = 1.35 \times 1.875 + 22.73 = 25.261\text{ KN/m}$$

□ **ELS :**

$$q_s = G + T_s = 2.1875 + 16.525 = 18.712\text{ KN/m}$$

III.4.4. Calcul des efforts internes à L’ELU :

a) **Le Shema statique**

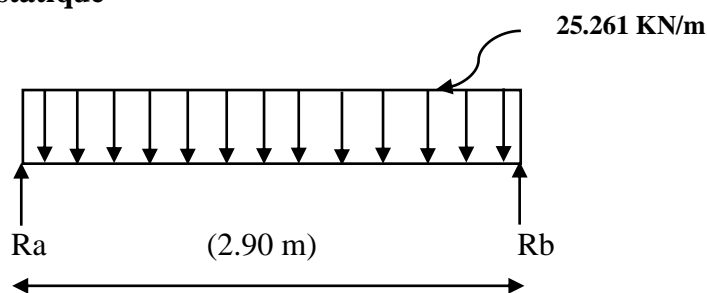


Figure III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière a l’ELU.

b) **Réactions d’appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25.261 \times 2.9}{2} = 36.62\text{ KN}$$

c) Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{25.261 \times 2.9^2}{8} = 26.55 \text{ KN.m}$$

d) Moment corrigé :

• En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 26.55 = 22.567 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 26.55 = -7.965 \text{ KN.m}$$

e) Effort tranchant :

$$T_{\max} = R_A = R_B = 36.62 \text{ KN}$$

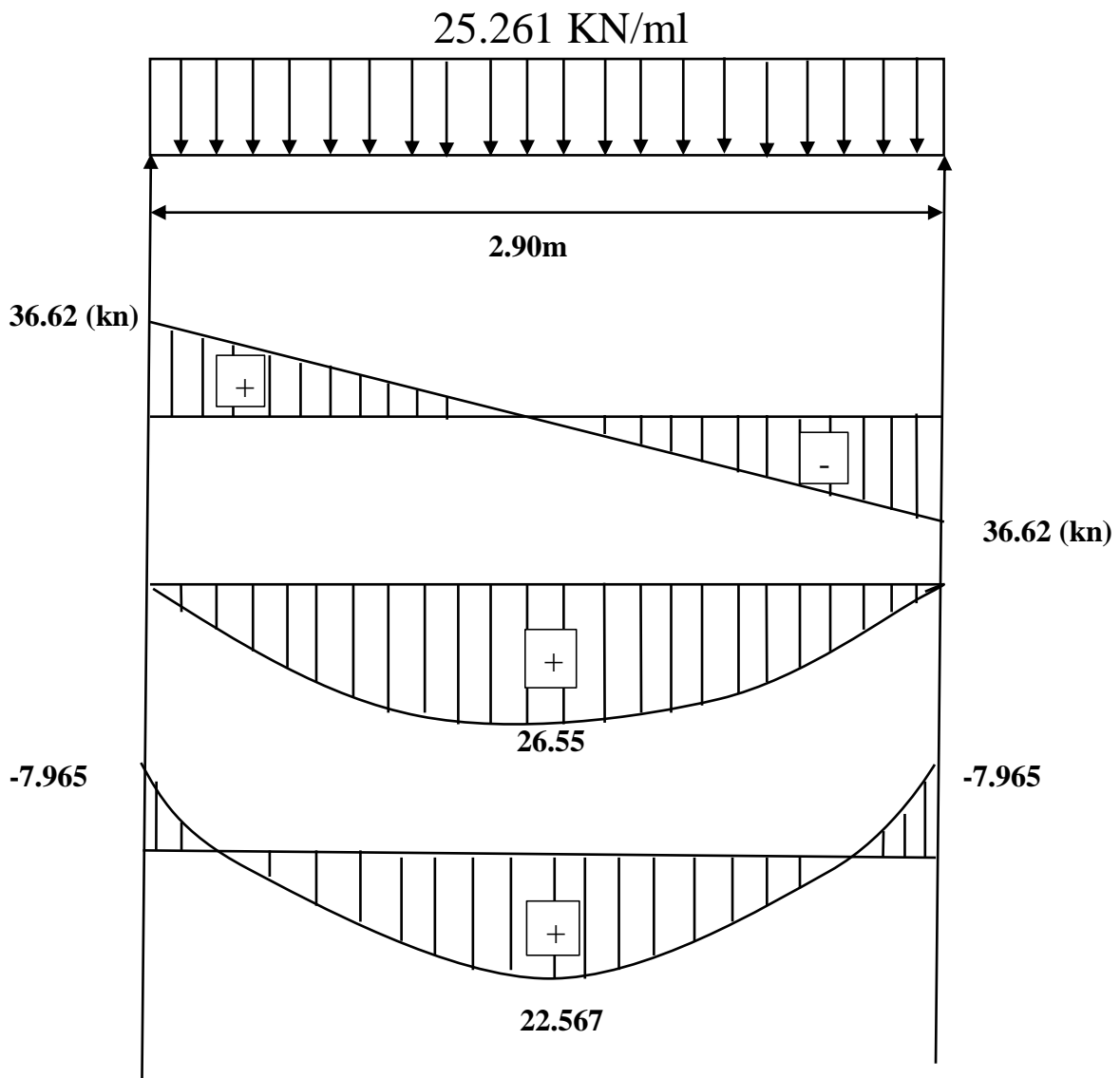


Fig.III.4.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.4.5. Ferrailage de la poutre palière :

A) Calcul des armatures principales

- En travée :

$$M_t = 22.567 \text{ KN.m.} \quad d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.567 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.087$$

$\mu_b = 0.088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0.954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.567 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**

- Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.965 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.030$$

$\mu_b = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0.985$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.965 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA10 = 2.36 cm²**.

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

$$3.39 + 2.36 = 5.75 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 4.375 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5.4 \text{ cm}^2 \geq 4.375 \text{ cm}^2$ **condition vérifier.**

III.4.6. Vérification à l'ELU :

A) Condition de non fragilité (A.4.2.1/ BAEL 91 modifier 99)

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travé

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

B) Vérification de l'adhérence

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = T_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec: } \sum u_i = n \times \phi \times \pi$$

$$\tau_{se} = \frac{36.62 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 1.6 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ la condition est vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres.

C) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91. Art. A.5.2.2)

$$T_{\max} = 36.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{36.62 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.542 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.542 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

D) Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min\{8 ; 0.86 ; 2.5\} = 0.80 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : **Ø8**

Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm²**. \rightarrow (1 cadre +1 étrier) **Ø8**

E) Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 8\phi_t ; 30 \right\} = \min \{7.5 ; 6.4 ; 30\} = 6.4 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } St = 7 \text{ cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } St = 15 \text{ cm}$$

f) Quantité des armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 St b = 1.125 \text{ cm}^2.$$

$3.14 > 1.125 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition est vérifiée

f) A L'ELS :

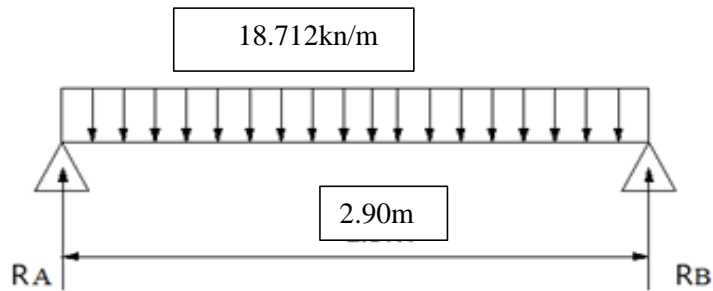


Figure III.4.4 : Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

a) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{18.712 \times 2.9}{2} = 27.13 \text{ KN. M}$$

b) Moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{18.712 \times 2.9^2}{8} = 19.67 \text{ KN. M}$$

c) Moments corrigé :

- En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 19.67 = 16.720 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_a = 0.3M_0 = -0.3 \times 19.67 = -5.901 \text{ KN.m}$$

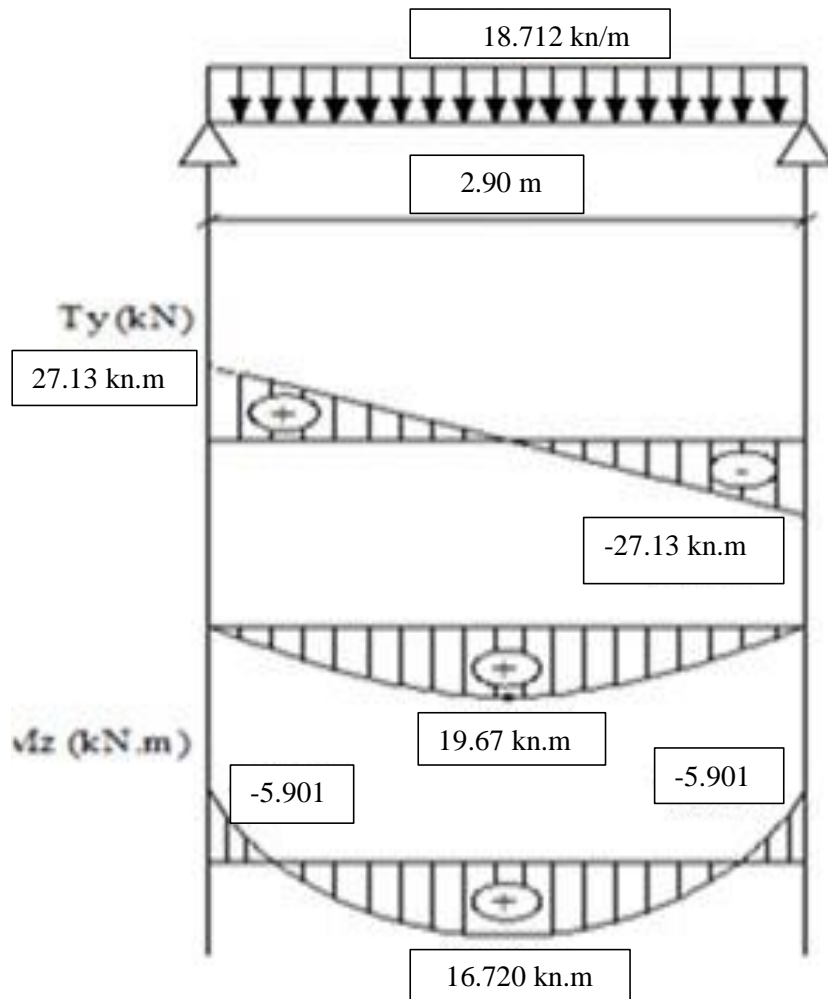


Fig.III.4.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

III.4.7 Vérification à l'ELS

A) État limite d'ouverture de fissures

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

B) État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

- En travée

❖ Contrainte dans les aciers

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$K_1 = 31.73 \rightarrow \beta = 0.893$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{16.720 \times 10^3}{0.893 \times 27 \times 3.39} = 204.57 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 203.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

❖ **Contrainte dans le béton**

$$K = \frac{1}{31.73} = 0.031$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.031 \times 204.57 = 6.447 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.447 \text{ MPa} < \sigma_{c} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

❖ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 27} = 0.34$$

$$K_1 = 39.95 \rightarrow \beta = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_a} = \frac{5.901 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 2.36} = 101.88 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 101.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$K = \frac{1}{39.95} = 0.025$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.025 \times 101.88 = 2.550 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.614 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la flèche**

Selon les règles de BAEL 91 (Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées :

—

$$1) \frac{H}{L} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{H}{L} > \frac{Mt}{10M0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = 0.103 > \frac{Mt}{10M0} = \frac{16.720}{10 \times 19.67} = 0.085 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

$$\Rightarrow \frac{A}{b.d} = \frac{339}{250 \times 270} = 0.0050 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Conclusion

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

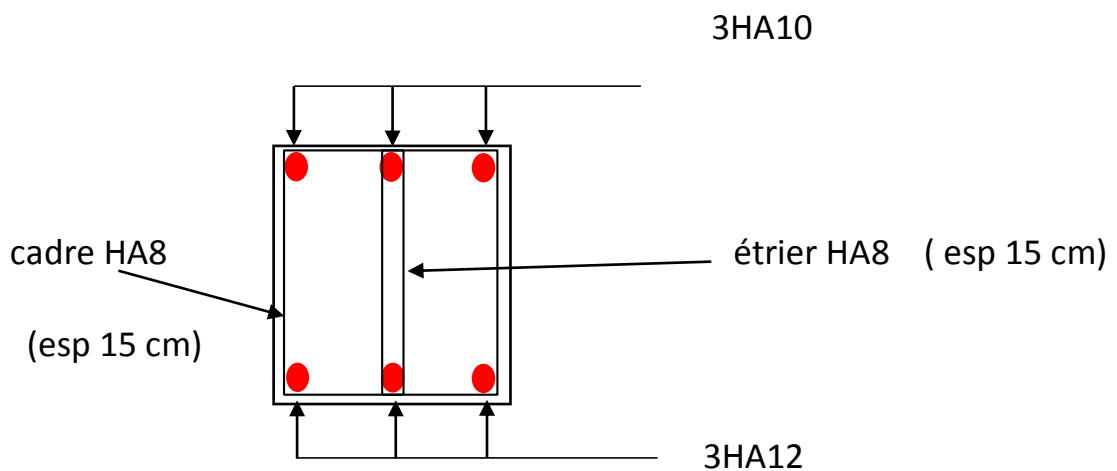
III.4.8. Ferrailage de la poutre palière :

Armatures longitudinales :

- 3HA10 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA10 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1 cadre et 1 étrier en HA8



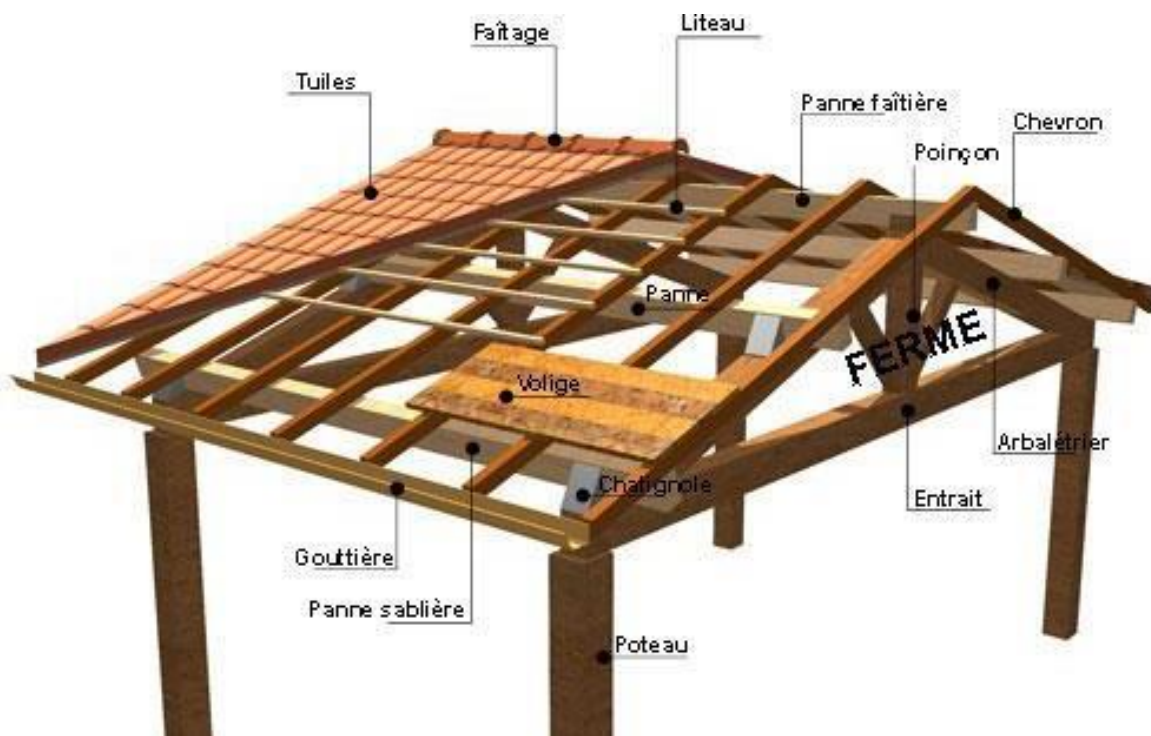
III-5 Etude de la charpente

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

III- 5-1 Détermination des charges

a) Charges permanentes

- Poids des tuiles et des liteaux 0.4 KN/m^2
- Poids des pannes et des chevrons 0.2 KN/m^2



b) Charges d'exploitation

- Poids de la neige $N = 0.174 \text{ KN/m}^2$

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

c) Combinaison d'actions

$$\text{ELU : } Pu = 1,35G + 1,5Q + 1,3N$$

$$Pu = 1,35(0,6) + 1,5(1) + 1,3(0,174)$$

$$Pu = 2,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } Ps = G + Q$$

$$Ps = 0,6 + 1 + 0,174$$

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées

Alors on adoptera les sections suivantes :

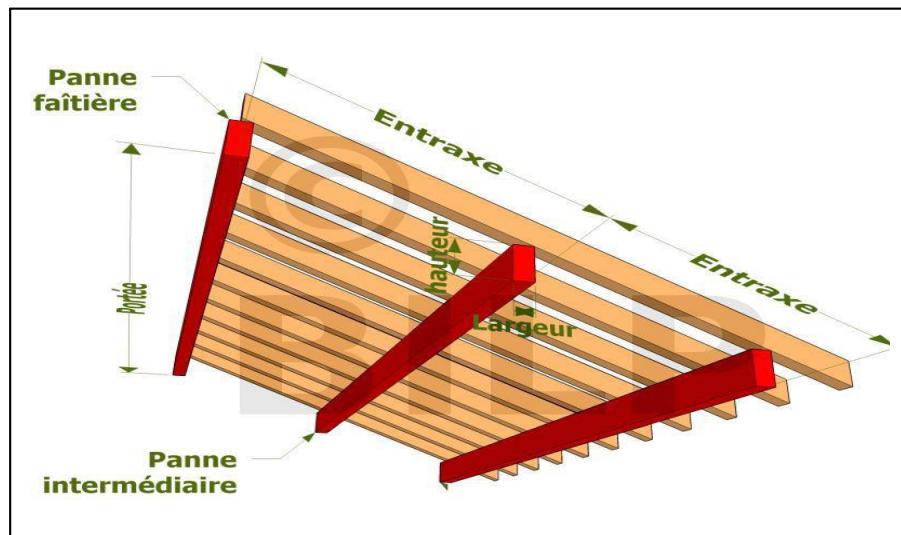
- pannes : (75 x 225) mm².
- chevrons : (50 x 70) cm².
- Liteaux : (3 x 3) cm².

III-5-2 Détermination des efforts revenant à chaque élément :

a) Effort revenant aux pannes :

*Espacement des pannes :

$$0.8 \text{ m} \leq e_s \leq 1.8 \text{ m} ; \text{ On prend : } e_s = 1,5 \text{ m}$$



* Portée des pannes : On prend : $L_{\text{panne}} = 3.80 \text{ m}$

D'où : $q = q \times e = 2.53 \times 1 = 2.53 \text{ KN/ml}$

b) Efforts revenant aux chevrons :

* Espacement des chevrons :

$0.2 \text{ m} \leq e_s \leq 0.6 \text{ m}$; On prend : $e_s = 0.5 \text{ m}$

* Portée des chevrons : On prend : $L_c = 1 \text{ m}$

D'où : $q = q \times e_s = 2.53 \times 0.5 = 1,265 \text{ KN/ml}$



c) Efforts revenant aux liteaux :

* Espacement aux liteaux : $e_L = 0.3 \text{ m}$

* Portée des liteaux : $L = 0.5 \text{ m}$

D'où : $q = q \times e = 2.53 \times 0.3 = 0,759 \text{ KN/ml}$

III.5.3. Détermination des sections :

a) Calcul des pannes :

soit une section $(225 \times 75) \text{ mm}^2$

Le calcul ces pannes se fait en flexion déviée :

$\text{tg}\alpha = \frac{2.52}{7.3} = 0.35 \quad \alpha = 20^\circ$

$\cos 20^\circ = 0.93$; $\sin 20^\circ = 0.34$

$L_c = 7.3 \text{ m}$ $\frac{7.3}{1.5} = 4.8 \text{ m}$. Donc on auras 5 pannes de portée $L_p = 3.80 \text{ m}$

Suivant l'axe X-X : $q_{px} = q \sin\alpha = 2.53 \times 0.34 = 0.8602 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe Y-Y : $q_{py} = q \cos\alpha = 2.53 \times 0.93 = 2.352 \text{ KN/ml}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{Mfx.V}{I_{xx}} + \frac{Mfy.V}{I_{yy}} \leq \underline{\sigma_f}$

*Calcul des modules de résistance :

$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7.5 \times 22.5^2}{6} = 632.81 \text{ cm}^3$

$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22.5 \times 7.5^2}{6} = 210.93 \text{ cm}^3$

*Moment de flexion :

$$M_{fx} = q_{py} \frac{L^2}{8} = 2.352 \frac{3.45^2}{8} = 3.5 \text{kn.m}$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{L^2}{8} = 0.86 \frac{3.45^2}{8} = 1.27 \text{kn.m}$$

$$\sigma_f = \frac{3.5}{632.81} 10^4 + \frac{1.27}{210.93} 10^4 = 115.51 \text{dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = 142 \text{dan/cm}^2 > 115.51 \text{dan/cm}^2$$

Condition vérifier

*Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f \leq \overline{f}$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures

$$\overline{f} = \frac{Lp}{200} = \frac{400}{200} = 2.00 \text{cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par : $f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot Lp^2}{48E_f \cdot h/2}$

E_f : Module de déformation instantanée du bois.

$$E_f : 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080.13 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 115.51 \times 345^2}{48 \times 131080.13 \times 22.5/2} = 0.97 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \quad . \text{ condition vérifiée}$$

Donc on garde la section (225*75) mm².

b) Calcul des chevrons :

soit une section : (50 x 70) mm².

ELU :

$$\begin{aligned} P_u &= 1,35G + 1,5Q + 1,3 \\ P_u &= 1,35(0,5) + 1,5(1) + 1,3(0,174) \\ P_u &= 2,4 \text{KN / m}^2 \end{aligned}$$

ELS :

$$\begin{aligned} P_s &= G + Q + N \\ P_s &= 0,5 + 1 + 0,174 \\ P_s &= 1,674 \text{KN / m}^2 \end{aligned}$$

$$q_c = p_u \times e_c \times \cos\alpha = 2.4 \times 0.5 \times \cos 19^\circ = 1.13 \text{ KN / ml}$$

***Vérification des contraintes :**

$$\sigma_f = \frac{Mf}{\frac{I}{V}} < \overline{\sigma}_f$$

Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{1}{8} q_c \times L_c^2 = 0.125 \times 1.13 \times 1^2 = 0.14 \text{ KN.m}$

* Aux appuis : $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0.112 \text{ KN.m}$

* En travée : $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0.093 \text{ KN.m}$

***Module de résistance :** $\frac{Ix}{\frac{1}{V}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^3$

Aux appuis : $\sigma_f = \frac{0.112}{40.83} 10^4 = 27.43 < \sigma_f = 143 \text{ dan/cm}^3$

En travée : $\sigma_f = \frac{0.093}{40.83} 10^4 = 22.77 < \sigma_f = 143 \text{ dan/cm}^3$

*** Vérification de la flèche :**

ont doit verifier que : $\frac{5 \cdot \sigma_f \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} < \sigma_f$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures (cheverons. liteaux) à pour valeur : $f = L_c/200 = 100/200 = 0.5 \text{ cm}$; L_c : portee du chevrons

On obtient donc :

$$f_a = \frac{5 \times 27.43}{48 \times 131080.13 \times 3.5} 10^4 = 0.06 \text{ cm} < 0.5 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

$$f_t = \frac{5 \times 22.77}{48 \times 131080.13 \times 3.5} 10^4 = 0.05 \text{ cm} < 0.5 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

donc on maintient la section (50 x 70) mm²

Calcul des linteaux :

Le calcul des linteaux se fait de la même manière que pour les pannes. Sous la charge q_l

L'espacement des linteaux : $e_l = 30 \text{ cm}$

L_l : La portée des linteaux ; $L_l = 0.5 \text{ m}$

***ELU :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q + 1,3N$$

$$P_u = 1,35(0,4) + 1,5(1) + 1,3(0,174)$$

$$P_u = 2,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

*** ELS :**

$$P_s = G + Q + N$$

$$P_s = 0,4 + 1 + 0,174$$

$$P_s = 1,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_l = 2,26 \times 0,3 = 0,678 \text{ KN} / \text{ml}$$

***La section :**

$$\text{Suivant } xx' : q_{lx} = q_l \times \sin \alpha = 0.678 \times \sin 19^\circ = 0.22 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Suivant } yy' : q_{ly} = q_l \times \cos \alpha = 0.678 \times \cos 19^\circ = 0.641 \text{ kn/ml}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{Mfx.V}{I_{xx}} + \frac{Mfy.V}{I_{yy}} \leq \overline{\sigma}_f$$

***Calcul des modules de résistance :**

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{b}{2}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

***Moment de flexion :**

On procède de la même manière que pour des chevrons. et pour la résolution du système d'équation obtenu

***Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{1}{8} qL^2 = 0.125 \times 0.678 \times 0.5^2 = 0.02 \text{ KN.m}$$

*Aux appuis : $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0.016 \text{ KN.m}$

* En travée : $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0.013 \text{ KN.m}$

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie I, d'après les règles CB71 la contrainte admissible est de 142 daN/cm²

Aux appuis : $\sigma_f = \frac{0.016}{4.5} 10^4 = 35.55 \text{ dan/cm}^3 < \sigma_f = 142 \text{ dan/cm}^3$

En travée : $\sigma_f = \frac{0.013}{4.5} 10^4 = 28.88 \text{ dan/cm}^3 < \sigma_f = 142 \text{ dan/cm}^3$

condition vérifiée.

***Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f = \frac{5 \cdot \sigma_f \cdot Li^2}{48 \cdot Ef \cdot h/2} \leq \bar{f}$

La flèche admissible pour les éléments supportant directement les éléments de couvertures (cheverons. liteaux) à pour valeur : $f = L_i/200 = 50/200 = 0.25 \text{ cm}$

$f_t = \frac{5 \cdot 28.88 \cdot 50^2}{48 \cdot 131080,13 \cdot 3/2} = 0,03 \text{ cm} \leq 0,25 \longrightarrow \text{condition vérifier}$

$f_a = \frac{5 \cdot 35.55 \cdot 50^2}{48 \cdot 131080,13 \cdot 3/2} = 0,04 \text{ cm} \leq 0,25 \longrightarrow \text{condition vérifier}$

Donc. on maintient le choix de section des liteaux qui est (30 x 30) mm²

III-5-4- Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des Charpentes Traditionnelles.

Les assemblages cloués sont utilisées dans les ouvrages importants, comportant de charges Considérables. Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des clous soit en fonction de son épaisseur

$$\left[\begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{7} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Pour le bois tendu}$$

$$\left[\begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec : e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé

d : diamètre des clous

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois
Pour la charpente de notre cas, le bois utilisé est le sapin ; le diamètre des clous qui seront utilisés
Pour clouer les liteaux et les chevrons est :

$$d = \frac{e}{9} = \frac{3}{9} = 0.33 \text{ cm}$$

Sachant que ; e : est l'épaisseur des liteaux (3 cm)

Conclusion :

Les sections de la toiture :

Section des pannes : (75x225) mm²

Section des chevrons : (50x70) mm²

Section des liteaux : (30x30) mm²

IV.1. INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a 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'un part, et dans les portiques d'un 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 de refends:

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- **Les refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y \quad (e \ll L) \quad \longrightarrow \quad I_x = 0$$

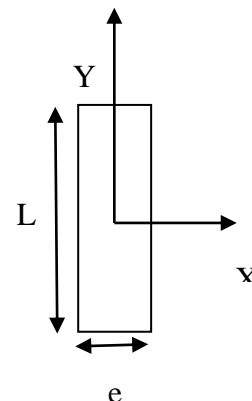


Figure IV.1: Refend longitudinal.

- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x \text{ (} e \ll L \text{)} \longrightarrow I_y = 0$$

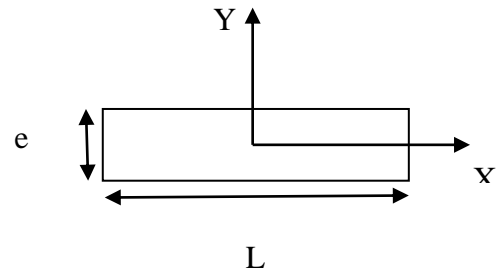


Figure IV.2 : Refend transversal.

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

Sens transversal :

Voile	L(m)	e (m)	I _y (m ⁴)
Voile 01	3.40	0.2	0.65
Voile 02	3.40	0.2	0.65
Voile 03	3.40	0.2	0.65
Voile 04	3.40	0.2	0.65
Voile 05	3.30	0.2	0.60

Tableau IV.1 : Inertie des voiles sens (x-x)

Sens longitudinal :

Voile	L(m)	e (m)	I _x (m ⁴)
Voile 01	3.45	0.2	0.68
Voile 02	3.45	0.2	0.68
Voile 03	3.30	0.2	0.60
Voile 04	3.30	0.2	0.60

Tableau IV.2 : Inertie des voiles sens (y-y)

IV.3 .Calcul des rigidités au niveau des portiques :

Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

a)Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

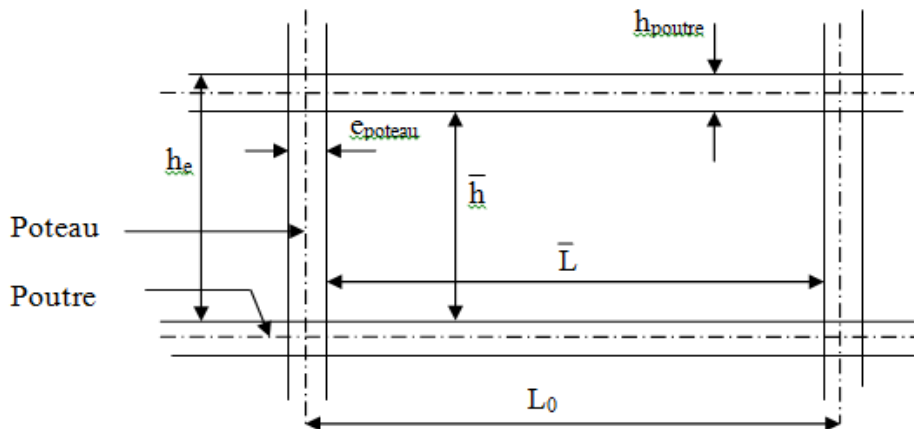


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

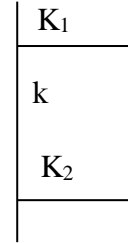
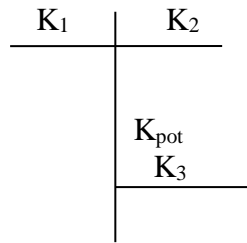
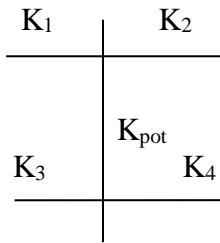
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

VI.4 : Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- Cas étage courant et RDC :

En général : $\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$

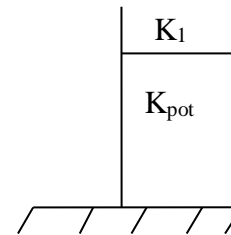
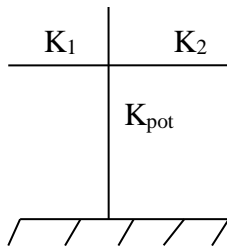


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

• Cas de S-SOL :



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Rigidités linéaires des poutres principales (sens longitudinal) :

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	I _{poutre} (m ⁴)	L _c (cm)	K _{poutre} (m ³)
Sous sol RDC	A-B	25	40	13.3×10 ⁻⁴	310	4.3×10 ⁻⁴
	B-C				310	4.3×10 ⁻⁴
	C-D				440	3.02×10 ⁻⁴
	D-E				325	4.10×10 ⁻⁴
	E-F				325	4.10×10 ⁻⁴
1-2-3	A-B	25	40	13.3×10 ⁻⁴	315	4.23×10 ⁻⁴
	B-C				315	4.23×10 ⁻⁴
	C-D				445	2.99×10 ⁻⁴
	D-E				330	4.03×10 ⁻⁴
	E-F				330	4.03×10 ⁻⁴
4-5	A-B	25	40	13.3×10 ⁻⁴	320	4.16×10 ⁻⁴
	B-C				320	4.16×10 ⁻⁴
	C-D				450	2.96×10 ⁻⁴
	D-E				335	3.97×10 ⁻⁴

	E-F				335	3.97×10^{-4}
--	-----	--	--	--	-----	-----------------------

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres principales.

Rigidités linéaires des poutres secondaires (sens transversal) :

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	$I_{poutre} (m^4)$	$L_c (cm)$	$K_{poutre} (m^3)$
Sous sol RDC	1 - 2	20	30	4.5×10^{-4}	315	1.42×10^{-4}
	2 - 3				320	1.40×10^{-4}
	3 - 4				305	1.47×10^{-4}
	4 - 5				320	1.40×10^{-4}
	5 - 6				305	1.47×10^{-4}
1-2-3	1 - 2	20	30	4.5×10^{-4}	320	1.40×10^{-4}
	2 - 3				325	1.38×10^{-4}
	3 - 4				310	1.45×10^{-4}
	4 - 5				325	1.38×10^{-4}
	5 - 6				310	1.45×10^{-4}
4-5	1 - 2	20	30	4.5×10^{-4}	325	1.38×10^{-4}
	2 - 3				330	1.36×10^{-4}
	3 - 4				315	1.42×10^{-4}
	4 - 5				330	1.36×10^{-4}
	5 - 6				315	1.42×10^{-4}

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres secondaires.

Rigidités linéaires des poteaux (sens longitudinal) :

Niveaux	Poteaux	b (cm)	h (cm)	$I_{poteau} (m^4)$	$h_c (cm)$	$K_{poteau} (m^3)$
Sous sol	A	40	40	21.33×10^{-4}	4	5.32×10^{-4}
RDC	B				3.32	6.41×10^{-4}
	C					
	D					
	E					
F						
1-2-3	A	35	35	12.5×10^{-4}	2.83	4.40×10^{-4}
	B					
	C					
	D					
	E					
F						
4-5	A	30	30	6.75×10^{-4}	2.81	2.40×10^{-4}
	B					
	C					

	D					
	E					
	F					

Tableau IV.5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

Rigidités linéaires des poteaux (sens transversal) :

Niveaux	poteaux	b (cm)	h (cm)	$I_{\text{poteau}} (m^4)$	$h_c (cm)$	$K_{\text{poteau}} (m^3)$
Sous sol	1	40	40	21.33×10^{-4}	4.10	5.20×10^{-4}
	2					
	3					
RDC	4	35	35	12.5×10^{-4}	2.93	4.25×10^{-4}
	5					
	6					
4-5	1	30	30	6.75×10^{-4}	2.91	2.31×10^{-4}
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux sens transversal

a) Coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- Cas d'étage courant et RDC :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- Cas S-SOL :

Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

b) 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.

c) Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Rigidités des portiques (sens transversal) :

Niveau	Travée	$K_{pout} (m^3)$	Poteau	$K_{pot}(m^3)$	\bar{K}	a_{ij}	h_c (cm)	$r_j^i(KN/m)$	R(N/m)
Sous sol	A - B B - C C - D D - E E - F	1.42×10^{-4} 1.40×10^{-4} 1.47×10^{-4} 1.40×10^{-4} 1.47×10^{-4}	A	5.20×10^{-4}	0.273	0.340	410	16651.6	113818.35
			B		0.542	0.409		20030.8	
			C		0.551	0.411		20128.8	
			D		0.551	0.411		20128.8	
			E		0.551	0.411		20128.8	
			F		0.283	0.342		16749.5	
RDC			A	6.23×10^{-4}	0.227	0.101	342	15977.8	212506.86
			B		0.452	0.184		12951.2	
			C		0.460	0.186		32378	
			D		0.460	0.186		32378	
			E		0.460	0.186		32378	
			F		0.235	0.105		86443.8	
1-2-3	A - B B - C C - D D - E E - F	1.40×10^{-4} 1.38×10^{-4} 1.45×10^{-4} 1.38×10^{-4} 1.45×10^{-4}	A	4.25×10^{-4}	0.329	0.141	293	7924.06	71878.31
			B		0.654	0.246		13824.9	
			C		0.665	0.249		13993.5	
			D		0.665	0.249		13993.5	
			E		0.665	0.249		13993.5	
			F		0.341	0.145		8148.8	
4-5	A - B B - C C - D D - E E - F	1.38×10^{-4} 1.36×10^{-4} 1.42×10^{-4} 1.36×10^{-4} 1.42×10^{-4}	A	2.31×10^{-4}	0.597	0.229	291	7045.4	60301.1
			B		1.186	0.372		11444.9	
			C		1.203	0.375		11537.2	
			D		1.203	0.375		11537.2	
			E		1.203	0.375		11537.2	
			F		0.614	0.234		7199.2	

Tableau IV.7 : Rigidités des poteaux sens transversal

Rigidités des portiques (sens longitudinal) :

Niveau	Travée	$K_{pout}(m^3)$	Poteau	$K_{pot}(m^3)$	\bar{K}	a_{ij}	h_c (cm)	$r_j^i(N/m)$	$R(KN/m)$
Sous sol	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6	4.3×10^{-4} 4.3×10^{-4} 3.02×10^{-4} 4.10×10^{-4} 4.10×10^{-4}	1	5.32×10^{-4}	0.808	0.465	4	23892.7	163857.9
			2		1.616	0.585		30058.6	
			3		1.375	0.555		28517.1	
			4		1.338	0.550		28260.2	
			5		1.541	0.570		29596.2	
			6		0.770	0.458		23533.1	
RDC	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6	4.10×10^{-4} 4.10×10^{-4}	1	6.41×10^{-4}	0.670	0.250	3.32	18646.5	149321
			2		1.341	0.401		29908.9	
			3		1.141	0.363		27074.7	
			4		1.110	0.356		26552.6	
			5		1.279	0.390		29088.5	
			6		0.639	0.242		18049.8	
1-2-3	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6	4.23×10^{-4} 4.23×10^{-4} 2.99×10^{-4} 4.03×10^{-4} 4.03×10^{-4}	1	4.40×10^{-4}	0.961	0.324	2.83	19518.03	150421.12
			2		1.922	0.490		29518.01	
			3		1.640	0.450		27108.38	
			4		1.595	0.443		26686.60	
			5		1.831	0.477		28734.80	
			6		0.915	0.313		18855.30	
4-5	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6	4.16×10^{-4} 4.16×10^{-4} 2.96×10^{-4} 3.97×10^{-4} 3.97×10^{-4}	1	2.40×10^{-4}	1.736	0.464	2.81	15309.5	110862.1
			2		3.466	0.634		20918.6	
			3		2.966	0.597		19697.8	
			4		2.887	0.590		19466.9	
			5		3.308	0.623		20555.7	
			6		1.654	0.452		14913.6	

Tableau IV.8 : Rigidités des portique sens longitudinal

IV.5.Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_e^3} \text{ (voiles longitudinaux)}$$

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_e^3} \text{ (voiles transversaux)}$$

avec :

he : hauteur d'étage

e :Module de Young

Ix et Iy : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement

rigidités des voiles (sens longitudinal) :

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m ⁴)	R_{xy}	$\sum R_{xy}$
Sous sol	VL1	380	0.68	4783129.3	18007075
	VL2	380	0.68	4783129.3	
	VL3	380	0.60	4220408.2	
	VL4	380	0.60	4220408.2	
RDC	VL1	312	0.68	8641698.9	32543454.7
	VL2	312	0.68	8641698.9	
	VL3	312	0.60	7625028.4	
	VL4	312	0.60	7625028.4	
1-2-3-4-5	VL1	266	0.68	13944983.4	52498761.1
	VL2	266	0.68	13944983.4	
	VL3	266	0.60	12304397.1	
	VL4	266	0.60	12304397.1	

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles longitudinaux

Rigidités des voiles (sens transversal):

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_y (m ⁴)	R_{xy} (Kn/m)	$\sum R_{xy}$
Sous sol	VT1	390	0.65	4229349.1	20821410.9
	VT2	390	0.65	4229349.1	
	VT3	390	0.65	4229349.1	
	VT4	390	0.65	4229349.1	
	VT5	390	0.60	3904014.5	
RDC	VT1	322	0.65	7514493.9	36994431.5
	VT2	322	0.65	7514493.9	
	VT3	322	0.65	7514493.9	
	VT4	322	0.65	7514493.9	
	VT5	322	0.60	6936455.9	
1-2-3-4-5	VT1	376	0.65	4719585.1	23234880.5
	VT2	376	0.65	4719585.1	
	VT3	376	0.65	4719585.1	
	VT4	376	0.65	4719585.1	
	VT5	376	0.60	4356540.09	

Tableau IV.10 : Rigidités des voiles transversaux.

Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »

NIVEAUX	Portique		Voile		Portique + voile	
	R _x	R _y	R _x	R _y	R _x	R _y
SOUS SOL	113818.35	163857.9	20821410.9	18007075	20935229.25	18170932.9
RDC	212506.86	149321	36994431.5	32533454.7	37206938.36	32682775.7
1-2-3	71878.31	150421.12	23234880.5	52498761.1	23306758.8	52649182.2
4-5	60301.1	110862.1	23234880.5	52498761.1	23295181.6	52609623.2

IV-1-7 Calcul de Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique :

	Rigidité	Pourcentages
portiques	458504	0,44%
Voiles	104285603,4	99,56%
Portiques + voiles	104744107,4	100%

Tableau IV-10 Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens X-X

	Rigidité	Pourcentages
portiques	574462.12	0,66 %
Voiles	103049290	99,44 %
Portiques + voiles	103623752.12	100%

Tableau IV-11 Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens Y-Y

Conclusion :

Dans ce dernier les voile reprennent plus de 20% des sollicitation dues aux charges verticales. Et le portique reprenne mois de 25% des charge horizontale on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. **Par conséquent R est pris égale 3.5 selon le RPA**

Introduction

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développer dans la structure.

Quand nous considérons une analyse d'une structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliqué voire impossible (calcul manuel) quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la structure réelle.

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on site : (ETABS, ROBOT, SAP...etc.).

Pour notre étude nous avons opté pour ETABS (Version 9.7.0).

V.1. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel 'ETABS', nous pouvons déterminer les efforts interne 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. Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts interne, les champs de contraintes, les modes de vibration.

V.2. Méthode du calcul

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ses dimensions, il se fait à l'aide de trois méthodes :

- La méthode statique équivalente (Art 4.1.2 /RPA99 version2003) - La méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode dynamique par accélérogrammes,

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention des spécialistes, donc la méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

La méthode dynamique modale spectrale c'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

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.

Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.3. Modélisation de la structure

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres, poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment 7 niveaux (Sous-sol+RDC+5étages), contreventée par un système mixte (portiques+voiles). En ce qui concerne les voiles, le choix de leur positionnement doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure. En respectant l'architecteur et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :

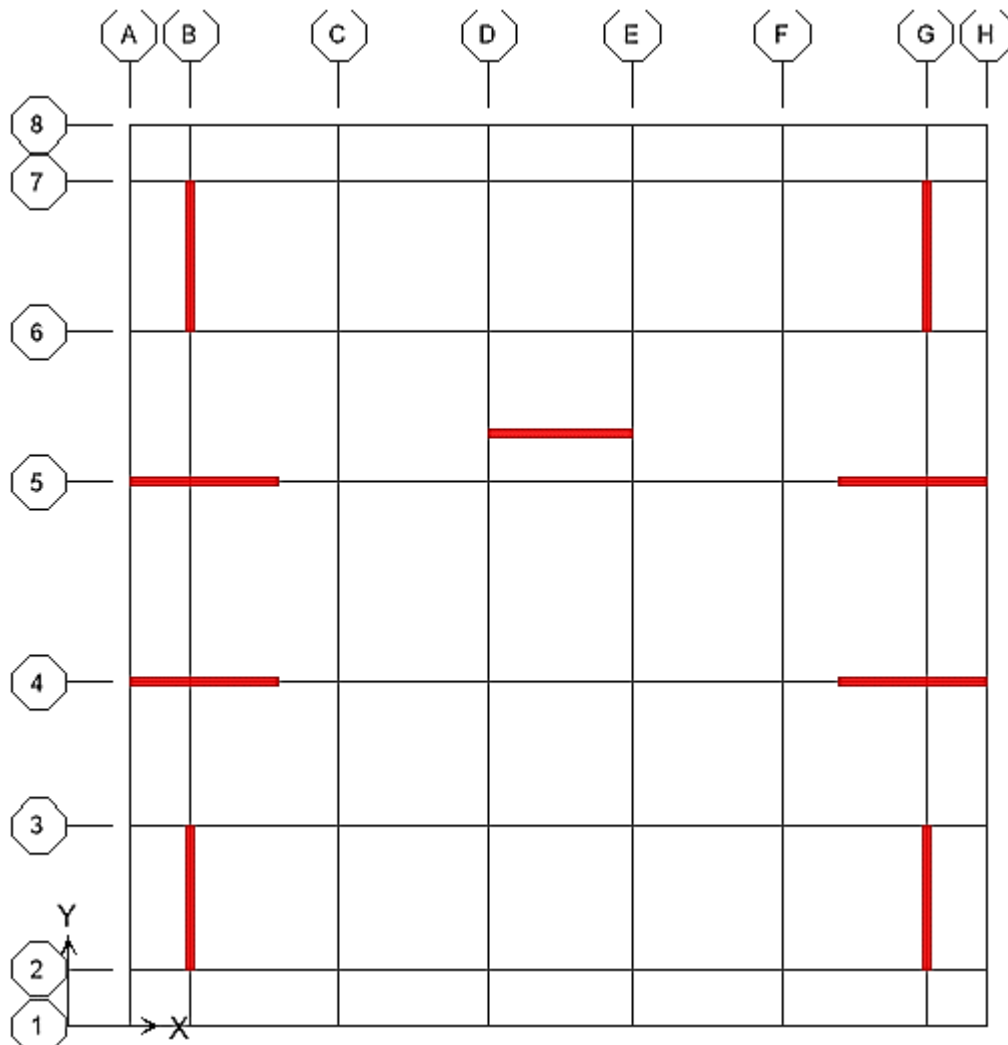


Figure V.1 : Vue de distribution schématisée des voiles.

- **Étapes de la modélisation**

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle ;

2. Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométrique des éléments (poteaux, poutres, voiles....) ;
4. Introduction du spectre de réponse selon le RPA99 /version2003 ;
5. Définition des charges statiques (G et Q) ;
6. définition de la charge sismique E ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

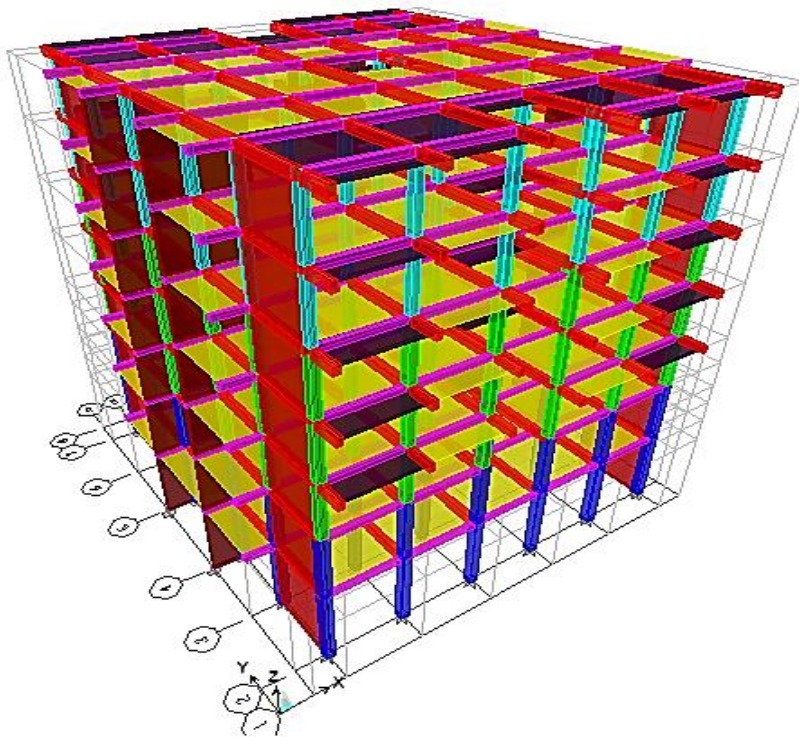
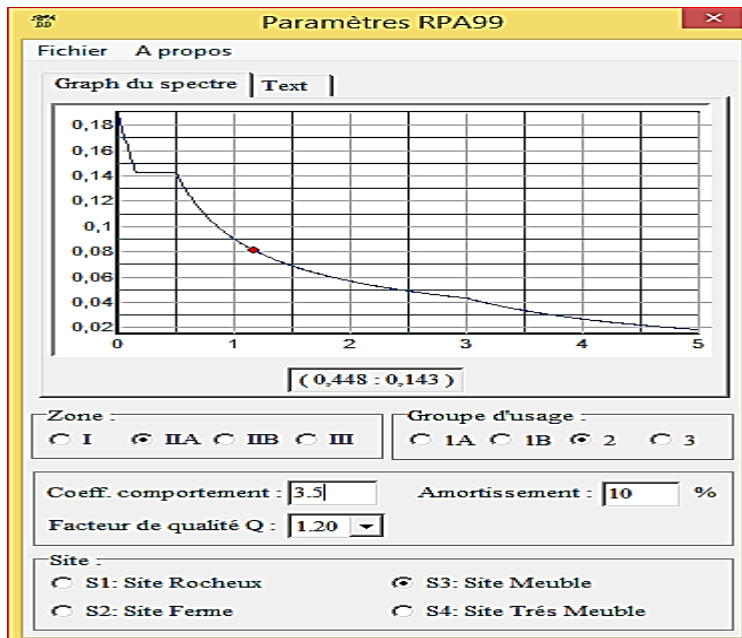


Figure V.2 : Vue en 3D de la structure.

Charge dynamique (EX et EY)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T .




Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum pq \quad Q = 1.2$$

- Coefficient d'amortissement $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $t\xi = 10\%$ (structure en voiles).
- Catégorie de site : S3 (site meuble)

Diaphragmes

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** → **joint/ point** → **Diaphragme Add New**

Diaphragm.

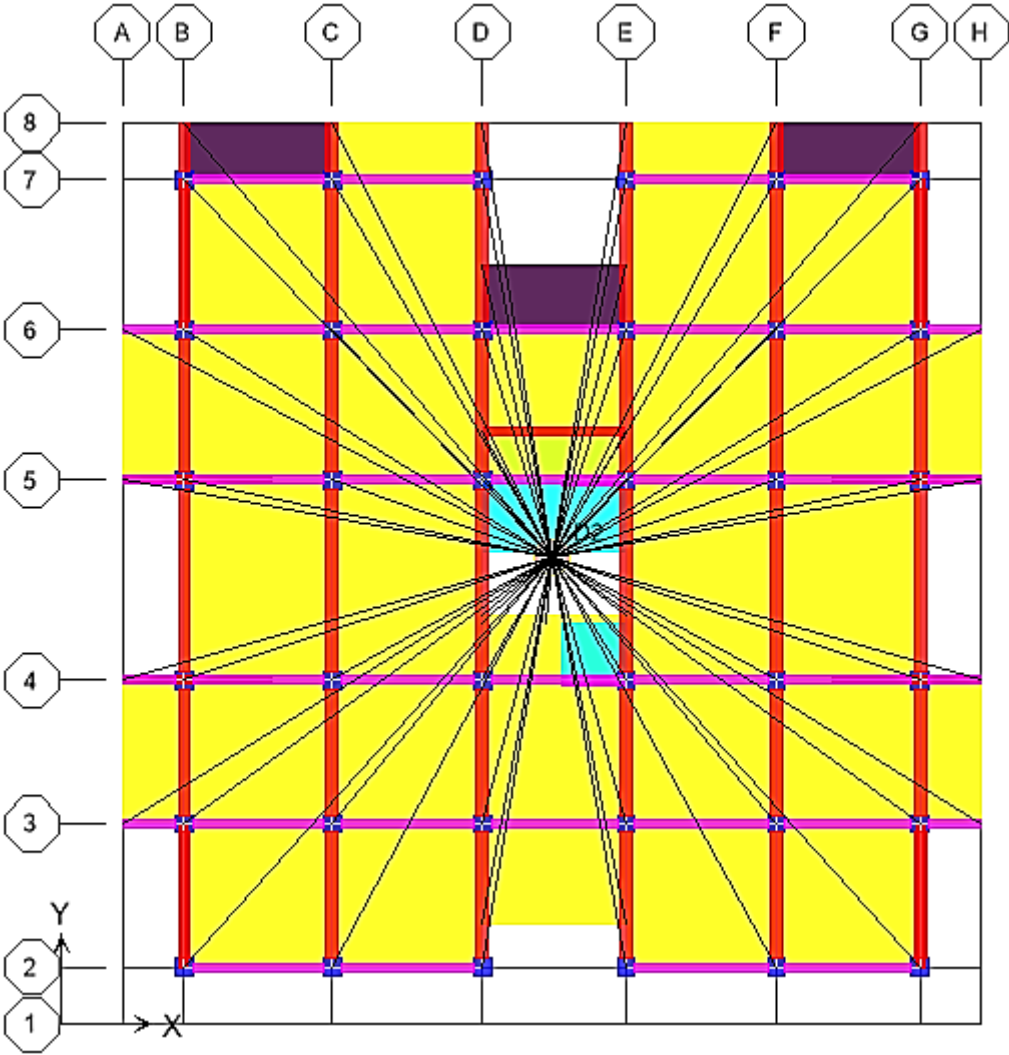


Figure V.3 : Vue en 3D du diaphragme

V.1) Introduction

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V.2) Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).
- **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.art7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- ✓ N_d : Effort normal dans les poteaux.
- ✓ b_c : Section du poteau.
- ✓ f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

story	Section[cm ²]	N _d [KN]	f _{c28} [KN/cm ²]	N _d / (B _c f _{c28})	Observation
S SOL/RDC	1600	1146.81	2,5	0,287	≤0.3 C.V
ET1/ET2/ET3	1225	661.11	2,5	0,215	≤0.3 C.V
ET4/ET5	900	236.48	2,5	0,105	≤0.3 C.V

Tableau V.1 : Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde les mêmes sections des poteaux.

□ **Pourcentage De La Participation De La Masse Modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Display → show table → modal information → building modal information →

Table : modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0,633096	70,1308	0,0001	0,0000	70,1308	0,0001	0,0000	0,0001	
2	0,534493	0,0037	71,4342	0,0000	70,1345	71,4343	0,0000	98,0748	
3	0,522121	1,8492	0,1798	0,0000	71,9837	71,6140	0,0000	0,2481	
4	0,143810	17,2034	0,0000	0,0000	89,1871	71,6140	0,0000	0,0000	
5	0,124163	0,0000	18,4411	0,0000	89,1871	90,0552	0,0000	1,3644	
6	0,119359	0,4447	0,0002	0,0000	89,6318	90,0553	0,0000	0,0000	
7	0,058172	5,7911	0,0000	0,0000	95,4229	90,0553	0,0000	0,0000	
8	0,052823	0,0000	6,1549	0,0000	95,4229	96,2102	0,0000	0,2505	
9	0,050304	0,1494	0,0001	0,0000	95,5723	96,2103	0,0000	0,0000	
10	0,034239	0,0859	1,0117	0,0000	95,6582	97,2221	0,0000	0,0154	
11	0,033523	1,7644	0,2648	0,0000	97,4226	97,4869	0,0000	0,0043	
12	0,033255	0,0000	0,0000	0,0000	97,4226	97,4869	0,0000	0,0000	

La somme des masses modales dans le 7^{eme} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

➤ **Estimation de la période fondamentale [Art 4. 2 .4] du RPA 99 mod**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT.(hN)^{3/4} . \dots\dots\dots [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].$$

$$T = 0,05 \times (24.78)^{3/4} = 0,555 \text{ s}$$

$$= \frac{0.09h_N}{\dots}$$

formule (4 – 7) RPA99vs2003

$$T_x = 0.09 \frac{24.78}{\sqrt{19.70}} = 0.503 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \frac{24.78}{\sqrt{18.50}} = 0.518 \text{ s}$$

$$T_{\min} = (0.555 / 0.503 / 0.518) = 0.503s$$

Avec :

- H_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de structure jusqu'à au dernier niveau $h_n = 24.98$ m
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donne par le tableau 4.6 du RPA99 $C_T=0.05$
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Les valeurs de T calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%

Autrement dit :

$$T_{\log} < T_{RPA}$$

➤ **Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T$$

$$T_{\text{maj}} = 0,503 + 30\% \times 0.503 = 0.654 \text{ s.}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

$$T_{\text{etabs}} = 0.583 \text{ s}$$

$$T = 0.503 < T_{\text{etabs}} = 0.633 \text{ s} < T_{\text{majorée}} = 0.654 \text{ s}$$

.....La période est vérifiée.

➤ **Vérification de l'excentricité**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

$$E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x$$

$$E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_y$$

Avec :

- ✓ X_{CM} : le centre de masse.
- ✓ X_{CR} : le centre de torsion.

→ Display → show tables → building output →

tab: Centre masse rigidity.

- Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $E_x = |XCM - XCR| \leq 5\%L_x$.
- Suivant le sens Y-Y : On doit vérifier que : $E_y = |YCM - YCR| \leq 5\%L_y$.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	
SOUS SOL	D1	11,266	10,422	11,258	10,895	0.008	0.473	CV
RDC	D2	11,253	10,742	11,269	10,969	0.016	0.227	CV
ET1	D3	11,255	10,383	11,273	11,004	0.018	0.621	CV
ET2	D4	11,255	10,383	11,275	10,992	0.02	0.609	CV
ET3	D5	11,254	10,385	11,278	10,966	0.024	0.581	CV
ET4	D6	11,254	10,386	11,279	10,941	0.025	0.555	CV
ET5	D7	11,262	10,293	11,28	10,921	0.018	0.628	CV

Tableau V.2: vérification de l'excentricité

$$5\%L_x \geq ex \quad \longrightarrow \quad 0.05 \times 18.50 = 0.925 \quad \geq 0.025 \quad \text{condition vérifier}$$

$$5\%L_y \geq ey \quad \longrightarrow \quad 0.05 \times 19.70 = 0.985 \quad \geq 0.628 \quad \text{condition vérifier}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{Ax D_x Q}{R} X \quad W$$

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1.2$$

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.2		

A : coefficient d'accélération de zone.

GROUPE	ZONE		
	1	2	3
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

A= ZONE 2 / GOUPE 1B = **A =0.20**

D : facteur d'amplification dynamique. **D=1,61**

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T2: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau4.7.RPA99 version2003) Site 3 : **T2 = 0,5 s**

Dans notre cas : $T_{etabs} = 0,633s$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{etabs} = 0.633 \leq 3s \quad \longrightarrow \quad D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Le facteur de correction d'amortissement(η) est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%):est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le (tableau 4.2. RPA99version2003)

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 10$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0.7 \qquad \eta = 0.76 \geq 0.7$$

$\eta = 0.76$

D'où ;

$$D = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.641}\right)^{2/3} = 1.61$$

R : coefficient de comportement global de la structure, fonction de système de

Contreventement. **R= (3.5)**

WT : poids total de la structure.

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos → poids comb +OK →

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET5	POIDS	Top	2465,73	0,00	0,00	0,000	25045,171	-27789,832
ET5	POIDS	Bottom	3184,90	0,00	0,00	0,000	32642,702	-35891,562
ET4	POIDS	Top	5466,41	0,00	0,00	0,000	56010,348	-61558,060
ET4	POIDS	Bottom	6185,58	0,00	0,00	0,000	63607,879	-69659,790
ET3	POIDS	Top	8467,09	0,00	0,00	0,000	86975,525	-95326,287
ET3	POIDS	Bottom	9275,76	0,00	0,00	0,000	95492,720	-104437,930
ET2	POIDS	Top	11557,27	0,00	0,00	0,000	118860,366	-130104,430
ET2	POIDS	Bottom	12365,94	0,00	0,00	0,000	127377,561	-139216,070
ET1	POIDS	Top	14647,45	0,00	0,00	0,000	150745,207	-164882,570
ET1	POIDS	Bottom	15456,12	0,00	0,00	0,000	159262,402	-173994,210
RDC	POIDS	Top	17628,31	0,00	0,00	0,000	182578,235	-198432,320
RDC	POIDS	Bottom	18675,67	0,00	0,00	0,000	193562,954	-210240,200
SOUS SOL	POIDS	Top	21090,85	0,00	0,00	0,000	218544,971	-237415,760
SOUS SOL	POIDS	Bottom	22334,05	0,00	0,00	0,000	231585,561	-251425,380

Alors le poids total de la structure : **Wt = 22334.05kN**

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.20 \times 1.61 \times 1.20 \times 22334.05}{3.5} = 2465.67 \text{KN}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit

Display → Show tables → building Output → Story Shears → Select Cases /combos Ex et Ey.

	V dynamique(KN)	V statique (KN)	0.8Vstat	V _{dyn} >0.8 V stat
Sens X-X	2018.90	2465,67	1972.53	C.V
Sensy-y	2266.20	2465,67	1972.53	C.V

Tableau V.3: vérification de l'effort tranchant a la base.

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art5.10duRPA99mod2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ [Art4.4.3] du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**). Les valeurs du déplacement seront tirées du logiciel ETABS

Story	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	h_e	$1\%h_e$	Observation
ET5	D7	0,0176	0,0028	0,0143	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET4	D6	0,0148	0,0029	0,012	0,0024	306	3,06	Condition vérifiée
ET3	D5	0,0119	0,0029	0,0096	0,0024	306	3,06	Condition vérifiée
ET2	D4	0,009	0,0028	0,0072	0,0023	306	3,06	Condition vérifiée
ET1	D3	0,0062	0,0026	0,0049	0,0021	306	3,06	Condition vérifiée
RDC	D2	0,0036	0,0024	0,0028	0,0018	352	3,52	Condition vérifiée
SOUS SOL	D1	0,0012	0,0012	0,001	0,001	420	4,20	Condition vérifiée

Tableau V.4: Vérification du déplacement inter-étages.

➤ **Vérification de l'effet - Δ : [Art5.9RPA90mod2003]**

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \frac{\Delta K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}.$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

STORY	P_K (KN)	h_K	Sens X-X [sous EY]				Sens Y-Y [Sous EY]			
			Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$	Δ_K	V_K (m)	$V_K \times h_K$	$\theta(x)$
ET5	3184,9	3,06	0,0028	568,71	1740.25	0,0051	0,0023	633,4	1938.20	0,0037
ET4	6185,58	3,06	0,0029	992,24	3026.25	0,0059	0,0024	1116,69	3417.07	0,0043
ET3	9275,76	3,06	0,0029	1320	4039.2	0,0066	0,0024	1488,48	4554.74	0,0048
ET2	12365,94	3,06	0,0028	1584,09	4847.31	0,0071	0,0023	1785,93	5464.94	0,0052
ET1	15456,12	3,06	0,0026	1786,35	5466.23	0,0073	0,0021	2010,35	6151.67	0,0052
RDC	18675,67	3.52	0,0024	1933,4	6805.56	0,0065	0,0018	2171,78	7644.66	0,0043
SOUS SOL	22334,05	4.20	0,0012	2018.9	8479.38	0,0031	0,001	2266,62	9519.80	0,0023

Tableau V.5: Vérification de l'effet - Δ

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien **sont vérifiées** donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage de la Structure.

VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.7.0), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

❖ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0.8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

VI.1.2. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% b.h**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (40x40)	12.8	64	96
Poteaux (35x35)	9.8	49	73.5
Poteaux (30x30)	7.2	36	54

Tableau VI.1.1 : la section minimale et maximale d'armatures.

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

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 représentés.

- 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:

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

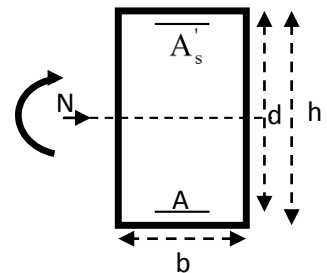
$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

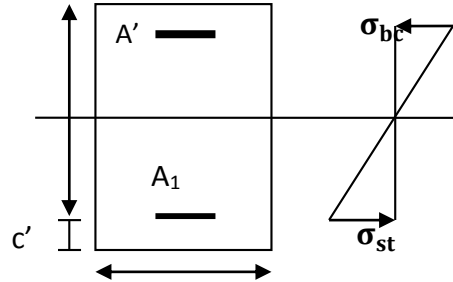


- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- 2^{ème} cas :
Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

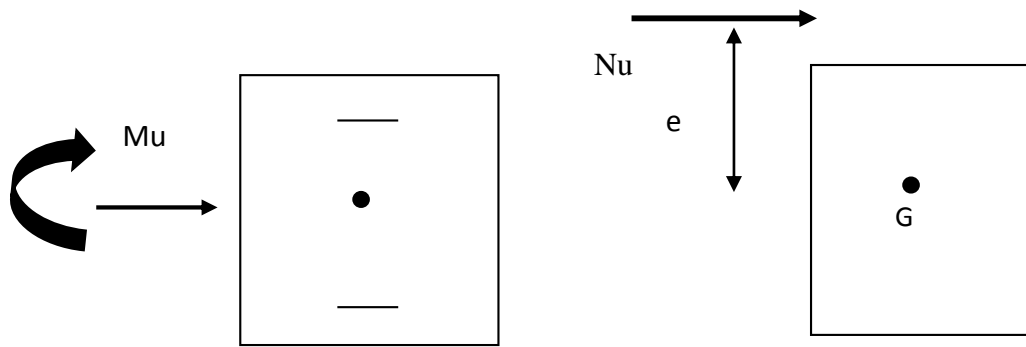
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures

Deux cas peuvent se présenter



- 1er cas :

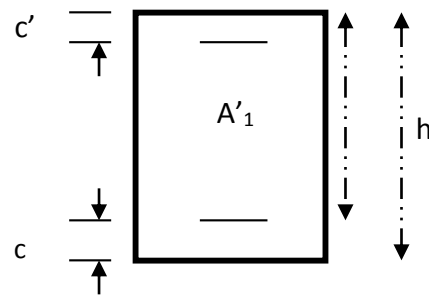
Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h) bh^2f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



- 2^{eme} cas :

Si $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2f_{bc}$ → la section est simplement armée

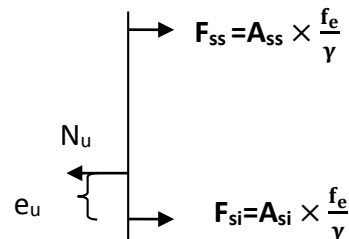
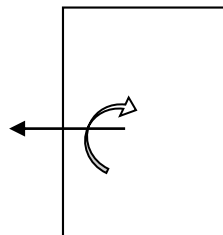
$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



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:

Sens xx :

niveau	poteau	N(kn)	M(kn.m)		OBS	As' (cm ²)	As (Cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adopter (Cm ²)
Sous sol RDC	40x40	N _{min} = - 1041.15	M _{cor} =- 19.092	GQEX	SEC	0	0	12.8	4HA16+ 4HA14	14.19
		N _{max} = 69.99	M _{cor} =47.397	08GE X	SPC	3.02	0			
		N _{cor} = -74.23	M _{max} =50.36	08GE X	SPC	5.14	0			
ET1/ET 2/ET3	35x35	N _{min} = - 666.11	M _{cor} =-28.23	GQEX	SEC	0	0	9.8	4HA14+ 4HA12	10.67
		N _{max} = 52.71	M _{cor} =41.836	08GE X	SPC	2.76	0			
		N _{cor} = -64.69	M _{max} =55.587	GQEX	SPC	3.81	0			
ET4/ET 5	30x30	N _{min} = - 236.48	M _{cor} = - 35.059	GQEX	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		N _{max} = - 26.49	M _{cor} =18.86	08GE X	SPC	1.16	0			
		N _{cor} = - 124.45	M _{max} =- 47.842	GQEX	SPC	2.37	0			

Tableau VI.1.2 : ferraillage des poteaux dans le sens (x-x).

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)		OBS	As _v (cm ²)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
SOUS SOL RDC	40x40	N _{min} = - 824.11	M _{cor} = 2.491	ELU	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N _{max} = -351.42	M _{cor} = 66.057	08GE Y	SET	1.41	0			
		N _{cor} = -544.5	M _{max} =69.916	GQE Y	SPC	0	0			
ET1/ET 2/ET3	35x35	N _{min} = - 421.65	M _{cor} = -3.33	ELU	SEC		0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N _{max} = - 82.35	M _{cor} = 40.172	08GE Y	SEC	2.23	0			
		N _{cor} = 217.05	M _{max} = -48.12	GQE Y	SPC	1.26	0			
ET4/ET 5	30x30	N _{min} = - 124.18	M _{cor} = -14.95	ELU	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		N _{max} = -18.34	M _{cor} = 28.20	08GE Y	SEC	2.05	0			
		N _{cor} = - 59.72	M _{max} = -36.13	GQE Y	SPC	2.17	0			

Tableau VI.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

VI.1.4. Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

- ❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

- ❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq 10\text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 8\text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec : **b₁** : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l₀ : Hauteur libre du poteau.

- ❖ **Poteaux (40 x 40)**

✓ **SOUS SOL :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.20}{0.40} = 7.42 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96\text{ cm}^2 \leq 2.01\text{cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{ cm}^2 \leq 2.01\text{cm}^2$ CV

✓ **RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.52}{0.40} = 6.22 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 0.96 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (35 x35) :**

✓ **Etage 1,2 et 3:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (30 x30) :**

✓ **Etage 4, et 5 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.3} = 7.21 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

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.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

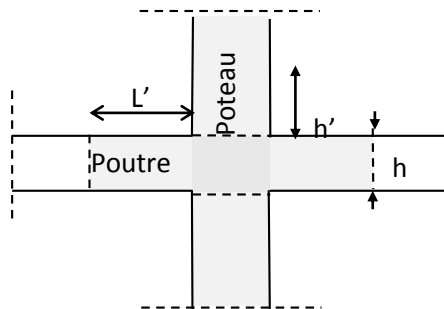


FIG : Zone nodale

	H	h'
Poteau (40 x 40)	4.20	$h' = \text{Max} \left(\frac{420-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 65 \text{ cm}$
	3.52	$h' = \text{Max} \left(\frac{352-30}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35 x 35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (30x 30)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-30}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.1.4 : détermination de la zone nodale

La longueur minimale des recouvrements est de :

Pour la zone II : $L_r = 40\Phi$

$\Phi 16 \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

$\Phi 14 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.

$\Phi 12 \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 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

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	4.20	40	37	59.14	7.42	0.075	0.39	1.875	CV
	3.52	40	37	59.14	6.22	0.075	0.39	1.875	CV
35x35	3.06	35	32	55.35	6.18	0.075	0.49	1.875	CV
30x30	3.06	30	27	44.77	7.21	0.075	0.55	1.875	CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

A. Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

$$\begin{cases} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée} \end{cases}$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \\ Q = -2L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \quad \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
SOUS SOL RDC	$N_{min}=-736.69$	$M_{cor}=-1.282$	4.67	70.3	72.7	4.86	15	348	CV
	$N_{max}= -160.98$	$M_{cor}=-0.123$	1.36	20.5	21.3	1.42	15	348	CV
	$N_{cor}=-298.16$	$M_{max}=19.44$	4.28	60.5	18.9	0.97	15	348	CV
Et1 ,Et2, Et3	$N_{min}=-491.67$	$M_{cor}=-0.609$	4.29	64	61.4	4.07	15	348	CV
	$N_{max}= -61.52$	$M_{cor}=-0.008$	0.84	12.6	12.9	0.86	15	348	CV
	$N_{cor}=-133.53$	$M_{max}=-14.61$	4.56	61.4	-5.05	0	15	348	CV
Et4,Et5	$N_{min}=-207.46$	$M_{cor}=1.167$	3.17	46.6	39.6	2.57	15	348	CV
	$N_{max}= -10.06$	$M_{cor}=-0.091$	0.18	2.69	3.22	0.22	15	348	CV
	$N_{cor}=-55.17$	$M_{max}=15.469$	5.6	64.4	-88.7	0	15	348	CV

Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{adopter_} \geq A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC ET1 ,ET2	$N_{min}=-736.69$	$M_{cor}=-1.282$	0.001	4.29	14.19	CV
	$N_{max}= -160.98$	$M_{cor}=-0.123$	0.0007	4.30		CV
	$N_{cor}=-298.16$	$M_{max}=19.44$	0.0065	4.07		CV
Et3 ,Et4, Et5	$N_{min}=-491.67$	$M_{cor}=-0.609$	0.0012	3.25	10.67	CV
	$N_{max}= -61.52$	$M_{cor}=-0.008$	0.0001	3.25		CV
	$N_{cor}=-133.53$	$M_{max}=-14.61$	0.109	3.28		CV
Et6,Et7, Et8	$N_{min}=-207.46$	$M_{cor}=1.167$	0.005	2.36	9.05	CV
	$N_{max}= -10.06$	$M_{cor}=-0.091$	0.009	2.35		CV
	$N_{cor}=-55.17$	$M_{max}=15.469$	0.208	2.44		CV

Tableau V.1.7 : vérifications Condition de non fragilité

Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ Poteaux (40×40) :

- Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,2cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$

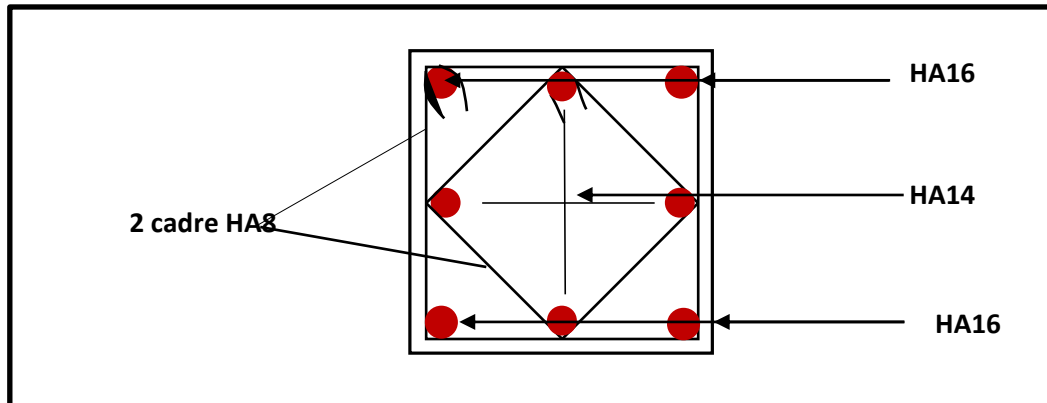
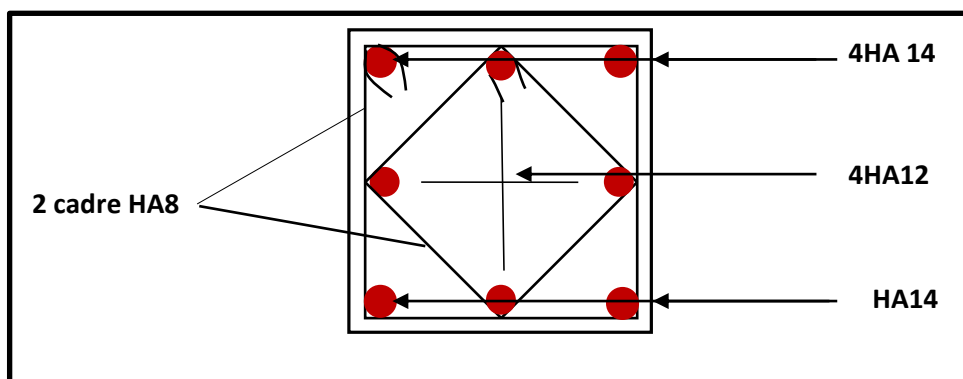


FIGURE VI.2: Ferrailage Poteau 40x40

➤ Poteaux (35×35) :

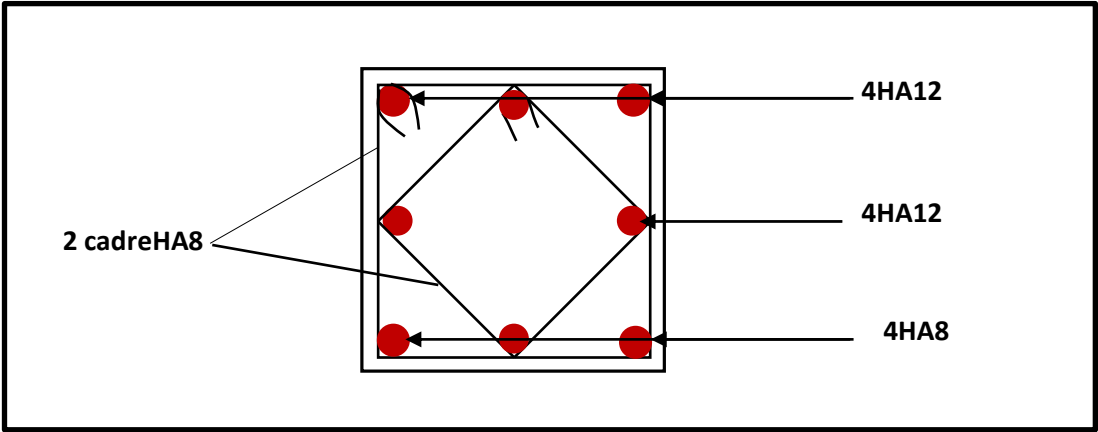
- Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4HA12 = 10,68cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$



FIGURES VI.3 : Ferrailage Poteau 35x35

➤ Poteaux (30×30) :

- Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01cm^2$



FIGURES VI.4 : Ferrailage Poteau 30x30

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

- 1.35G + 1.5Q : à l'ELU.
- G + Q : à l'ELS.
- G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

VI.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

VI.2.1. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{min} = 0.5\% b h$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0.5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales (40*25)	5	40	60
Poutres secondaires (30*20)	3	24	36

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø pour la zone II_a.
- ✓ 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.

VI.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
Min $\left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing\right)$;
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1=0.392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$\text{On Calcul: } M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

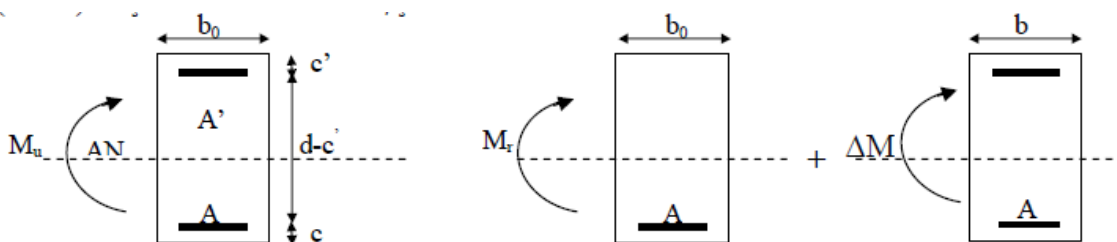


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VI.2.4. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

Poutre principal :

En appuis :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S-SOL	-66.43	0.043	SSA	0.978	5.51	5	3HA14+2HA12 (chap)	6.88
RDC	-63.37	0.037	SSA	0.981	4.53		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	-75	0.043	SSA	0.979	5.42		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	-81.51	0.047	SSA	0.976	5.93		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	- 81.65	0.047	SSA	0.976	5.94		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	-83.10	0.048	SSA	0.975	6.06		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	-76.89	0.045	SSA	0.978	5.57		3HA14+2HA12 (chap)	6.88

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des poutres principal en appuis.

En travée :

Niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S-SOL	48.51	0.031	SSA	0.985	3.95	5	3HA14+2HA12 (chap)	6.88
RDC	43.93	0.025	SSA	0.988	3.08		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	53.92	0.031	SSA	0.985	3.82		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	58.57	0.034	SSA	0.983	4.17		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	59.24	0.034	SSA	0.983	4.22		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	58.88	0.034	SSA	0.983	4.19		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	49.92	0.029	SSA	0.986	3.52		3HA14+2HA12 (chap)	6.88

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des poutres principal en travée.

Poutre secondaire :

En appuis :

niveau	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S-SOL	-61.62	0.061	SSA	0.969	6.6	3	3HA14+2HA12(chap)	6.88
RDC	-58.02	0.058	SSA	0.970	6.15		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	58.09	0.058	SSA	0.970	6.15		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	-58.52	0.059	SSA	0.968	4.17		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	-54.10	0.050	SSA	0.974	5.65		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	-49.90	0.036	SSA	0.982	4.03		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	-43.85	0.030	SSA	0.985	3.33		3HA14+2HA12 (chap)	6.88

Tableau VI.2.4 : Ferrailage des poutres secondaire en appuis

En travée :

niveau	M_u (KN .m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
S-SOL	42.54	0.042	SSA	0.979	4.32	3	3HA14+2HA12 (chap)	6.88
RDC	56.15	0.056	SSA	0.971	5.92		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 1	58	0.058	SSA	0.970	6.15		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 2	61.93	0.062	SSA	0.968	6.64		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 3	56.80	0.056	SSA	0.971	6		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 4	54.15	0.054	SSA	0.972	5.68		3HA14+2HA12 (chap)	6.88
Et 5	36.47	0.036	SSA	0.982	3.65		3HA14+2HA12 (chap)	6.88

Tableau VI.2.5 : Ferrailage des poutres secondaire en travée.

VI. 2.4. Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$
Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

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

➤ $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$ Avec : T_{max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$

- Poutre principales : $\frac{110.68 \times 10}{25 \times 37} = 1.19 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{142.68 \times 10}{20 \times 27} = 2.64 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$
Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99) :

$$T_{\text{max}} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 \cdot b \cdot d$$

- Poutre principales : $T_{\text{max}} = 110.68 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 25 \times 37 \times 10^{-1} = 555 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $T_{\text{max}} = 142.68 \text{ KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 20 \times 10^{-1} = 324 \text{ KN}$
Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$$

- Poutre principales : $\left(110,68 - \frac{83,10}{0,9 \times 0,37}\right) = -138,86 < 0$
- Poutre secondaires : $\left(142,68 - \frac{99,52}{0,9 \times 0,27}\right) = -266,86 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL 91 modifiées99) :**

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.72$

$$\tau_u = \frac{110.68}{0.9 \times 37 \times 20.72} \times 10 = 2.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.72$

$$\tau_u = \frac{142.68}{0.9 \times 27 \times 20.72} \times 10 = 2.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f) **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56.4\text{cm}$ soit : $L_s = 60\text{cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49.34\text{cm}$ soit : $L_s = 50\text{cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42.32\text{cm}$ soit : $L_s = 45\text{cm}$.

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$.

- Pour $\phi 16$: $L_s = 24\text{cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20\text{cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 16\text{cm}$

g) **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{20}{10}; 1.4\right) = (1,1; 2; 1.4) = 1,1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33.3; 40\text{cm}) = 33.3\text{cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) = (24.3; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm}$
Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

Zone nodal : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principal :
 $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (10; 16.8; 30) = 10\text{cm}$
Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = (7.5; 16.8; 30) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$
- Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$
- Poutre principal :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$
- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2$
- Poutre principal : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

VI. 2.5. Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

b. Etat limite de compression du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Poutre principal :

En Travée :

niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	34.17	6.88	0.651	0.882	27.37	173.64	6.34	15	CV
RDC	11.80	6.88	0.651	0.882	27.37	59.96	2.19	15	CV
1	12.73	6.88	0.651	0.882	27.37	64.69	2.36	15	CV
2	13.22	6.88	0.651	0.882	27.37	67.18	2.45	15	CV
3	13.46	6.88	0.651	0.882	27.37	68.40	2.49	15	CV
4	14.55	6.88	0.651	0.882	27.37	73.93	2.70	15	CV
5	15.72	6.88	0.651	0.882	27.37	79.88	2.91	15	CV

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.

En appuis :

Niveau	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	46.82	6.88	0.743	0.875	25	210.2	8.40	15	CV
RDC	11.80	6.88	0.743	0.875	25	52.97	2.11	15	CV
1	12.73	6.88	0.743	0.875	25	57.15	2.28	15	CV
2	13.22	6.88	0.743	0.875	25	59.35	2.37	15	CV
3	13.46	6.88	0.743	0.875	25	60.42	2.41	15	CV
4	14.55	6.88	0.743	0.875	25	65.32	2.61	15	CV
5	15.72	6.88	0.743	0.875	25	70.57	2.82	15	CV

Tableau VI.2.7 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP

Poutre secondaire :

En Travée :

Niveau	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
S-SOL	12.04	6.88	1.274	0.848	17.89	76.43	4.27	15	CV
RDC	18.58	6.88	1.274	0.848	17.89	117.94	6.59	15	CV
1	15.93	6.88	1.274	0.848	17.89	101.12	5.65	15	CV
2	19.72	6.88	1.274	0.848	17.89	125.18	6.99	15	CV
3	20.75	6.88	1.274	0.848	17.89	131.72	7.36	15	CV
4	23.07	6.88	1.274	0.848	17.89	146.45	8.18	15	CV
5	18.40	4.62	0.855	0.869	23.17	169.74	9.48	15	CV

Tableau V1.2.8 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PS.

En appuis :

niveau	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
S-SOL	12.04	6.88	1.27	0.848	17.89	76.43	4.27	15	CV
RDC	18.58	12.63	2.33	0.814	11.88	66.93	5.63	15	CV
1	25.22	12.63	2.33	0.814	11.88	90.85	7.64	15	CV
2	30.69	12.63	2.33	0.814	11.88	110.56	9.3	15	CV
3	33.74	12.63	2.33	0.814	11.88	121.54	10.23	15	CV
4	37.11	12.63	2.33	0.814	11.88	133.69	11.25	15	CV
5	36.05	12.63	2.33	0.814	11.88	129.87	10.93	15	CV

Tableau VI.2.9 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

c. Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principal :

$$f = 0.095 \text{ cm} < \bar{f} = 0.92 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

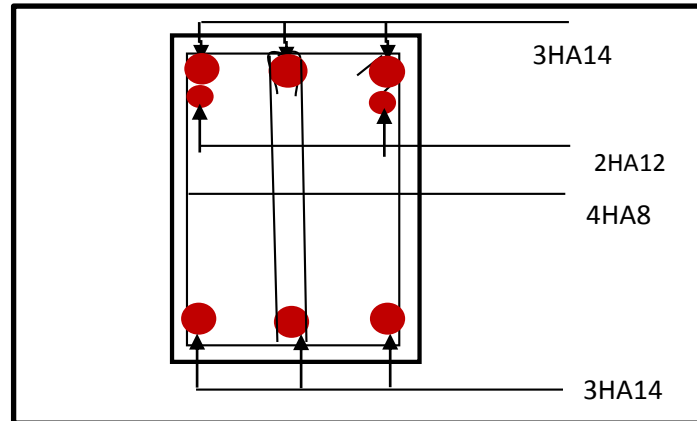


FIGURE VI.5: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

- Sur appuis :
 - Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12 (chap).
 - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

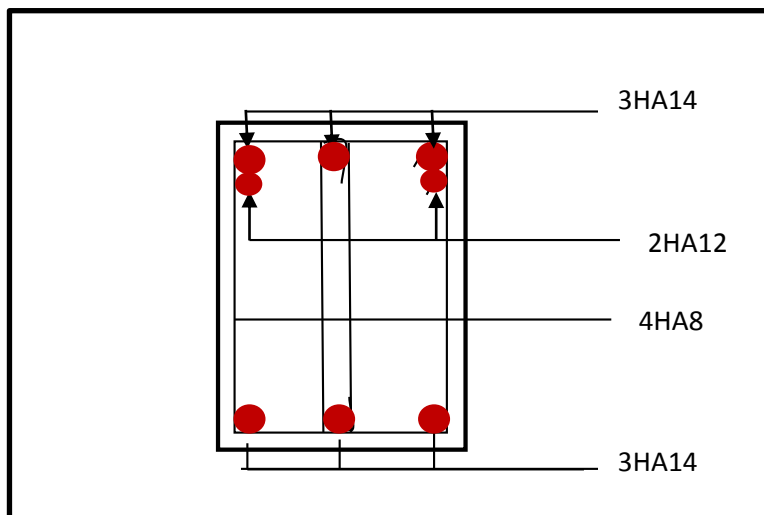


FIGURE VI.6: Ferrailage sur appuis d'une poutre principal

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

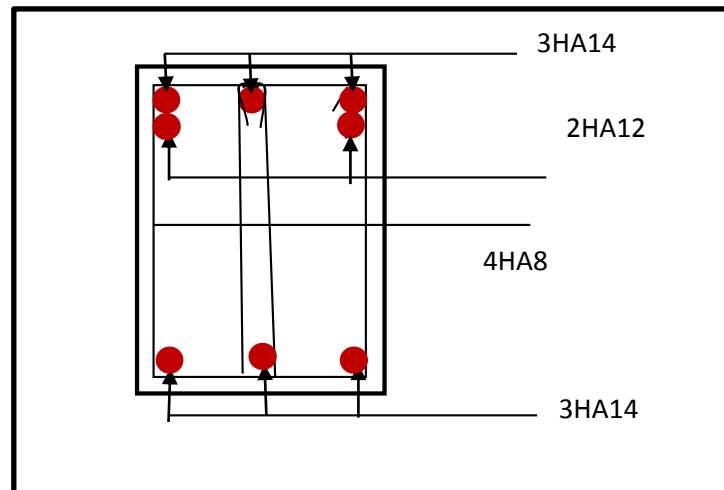


FIGURE VI.7 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 2HA12(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

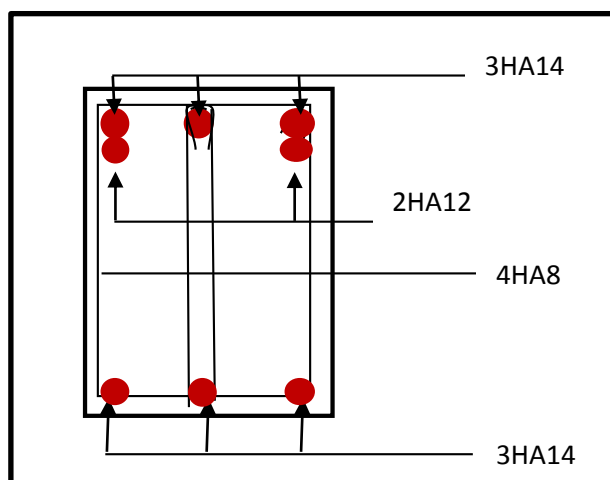


FIGURE VI.8 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI.3 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Combinaison d'action :

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :	1.35G+1.5Q
	G+Q
Selon le RPA version 2003 :	G+Q±E
	0.8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** Sous sol et RDC
- ✓ **Zone II :** 1^{er} et 2^{ème} 3^{ème} étage.
- ✓ **Zone III :** 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VI.3.1 Exposé de la méthode de calcul:

1. Armatures verticales :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour des bandes de 4 longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

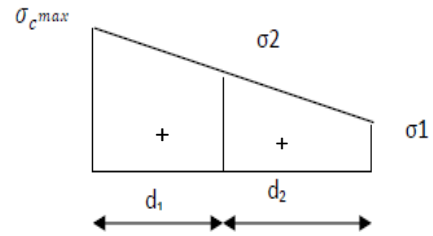


Figure VI.3.1:Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **e** : épaisseur du voile.
σ_s : contrainte de l'acier.
B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

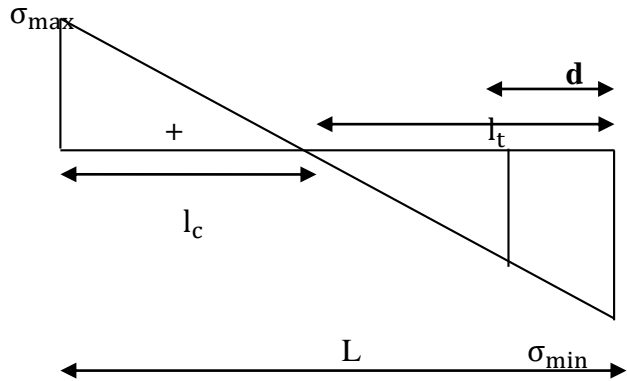


Figure VI.3.2:Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c) **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

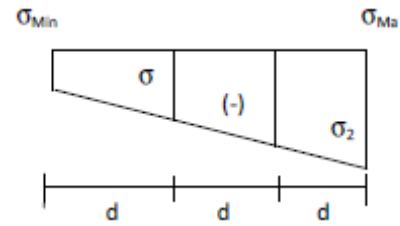


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est supérieure à 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

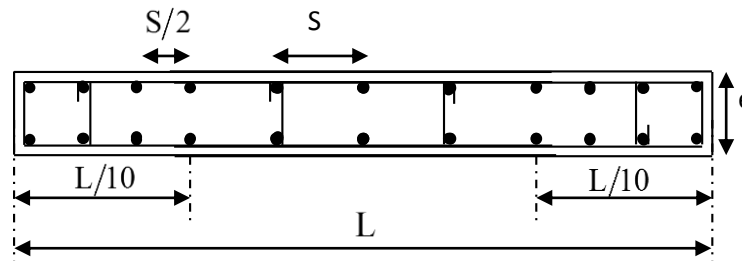


Figure VI.3.4:Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003 :

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Exemple de calcul de voile :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal VL2; $L=3.45\text{m}$ dans le sens yy .

a) Caractéristiques géométriques

Zone I:

$$L=3.45 \text{ m}, I = 0.68\text{m}^4$$

$$B = 0.69\text{m}^2$$

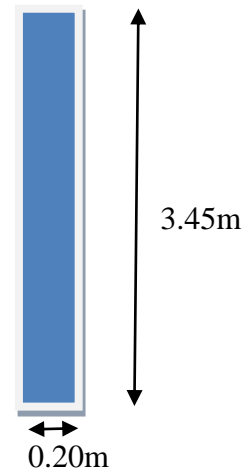
b) Sollicitation de calcul

$$N_{\text{corés}} = 758.9 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 6631.21 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = 1.72 \text{ m}^3$$

$$T = 626.13\text{KN}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{Max}} = 6631.21 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{Min}} = - 6691.99 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

c) Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} L = 1.71 \text{ m}$$

$$L_t = 3.45 - 1.71 = 1.74 \text{ m}$$

d) Calcul de la longueur (d)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.20 - 0.40 = 3.80 \text{ m}$ (hauteurs entre nus de planchers du voile considéré.)

L_c : la longueur de la zone comprimée.

On prend $d=1.14 \text{ m}$

e) Détermination de N

Zone tendue

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-6691.99(1.74 - 1.14)}{1.74} = -2307.58 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6691.99 - 2307.58}{2} \times 1.14 \times 0.2 = -1025.95 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2307.58}{2} \times 1.14 \times 0.2 = -263.06 \text{ KN}$$

a. Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = T = 1.4V = 1,1 \times \frac{626.13 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 24.10 \text{ cm}^2$$

f) Calcul des armatures verticales

✓ 1^{er} bande : d=1.14m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 25.64 \text{ cm}^2$$

✓ 2^{eme} bande : d=0.6m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 6.57 \text{ cm}^2$$

g) Armatures minimales : (BAEL99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002B_1 \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\%B \right)$$

$$\text{Max} \left(\frac{114 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 20 \times 114 \right) = 11.97 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 11.97 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (25.64) + \left(\frac{24.10}{4}\right) = 31.66 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (6.57) + \left(\frac{24.10}{4}\right) = 12.59 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

h) Ferrailage adopté

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1^{er} bande	$A_1 = 31.66 \text{ cm}^2$	$2 \times 8\text{HA}16 = 32.16 \text{ cm}^2$	$S_t = 10 \text{ cm}$
2^{ème} bande	$A_2 = 12.59 \text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau VI.25 : Ferrailage adopté.

i) Armatures horizontales

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_V}{4} \cdot 0.15\% B_1\right) = \max\left(\frac{32.16}{4}; 0.0015 \times 114 \times 20\right) = \{8.04; 3.42\}$$

$$A_H = 8.04 \text{ cm}^2/\text{nappe} \rightarrow 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2.$$

- **L'espacement des barres verticales et horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5 * e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(30; 30 \text{ cm})$$

On prend: $S_t = 30 \text{ cm}$

j) Armature transversal (art7-7-4-3, RPA99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

l) vérification des espacements

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} = 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

m)-vérifications

- **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{1227.3 \times 10^3}{1.14 \times 10^6 + 15 \times 32.22 \times 10^2} = 1.03 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte au cisaillement**

- **Selon le RPA99 (art : 7-7-2, RPA99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{ed} = \frac{1.4 \times 626.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3450} = 1.41 \text{ MPA} \leq \tau_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

- **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{ed} = \frac{626.13 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3450} = 1.008 \text{ MPA} \leq \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

➤ Ferrailage des Voiles :

**Longitudinal (V
L2 ET VL4)**

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.45	3.45	3.45	
	e (m)qa<	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.69	0.69	0.69	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6631.21	2638.71	416.73	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6691.99	-2681.60	-447.84	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	626.13	440.51	196.97	
	L _t (m)	1.74	1.74	1.79	
	L _c (m)	1.71	1.71	1.66	
	d ₁ (m)	1.14	1.14	1.1	
	d ₂ =l _t -d ₁ (m)	0.6	0.6	0.69	
	σ_1 [KN/m ²]	2307.58	924.68	172.63	
	N (kN)	N ₁	1025.95	411.11	68.25
		N ₂	263.06	105.41	18.98
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25.64	10.27	1.706
		A _{v2}	6.57	2.63	0.474
	A _{vj} (cm ²)		24.10	16.95	7.58
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	31.66	14.50	3.60
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12.59	6.87	2.36
	A _{min} (cm ²)		11.97	11.97	11.55
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.62	24.62	
	Bonde 2	16.08	12.32	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 8HA16	2 × 8HA14	2 × 8HA14
		Bonde 2	2 × 4HA16	2 × 4HA14	2 × 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15cm
		Bonde 2	15 cm	15cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²) /bande		3.42	3.42	0.545
	A _H /nappe (cm ²)		8.04	3.62	3.3
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe
	ep =30cm		(A=9.05cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.41	0.82	0.31
		τ_b (MPa)	1.008	1.15	0.44
	ELS	N _s (kN)	1227.3	854.94	333.58
σ_b (MPa)		3.16	0.60	0.30	

VL1 ET VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.30	3.30	3.30	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.66	0.66	0.66	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6039.79	2322.17	372.39	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6084.70	-2460.93	-428.11	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	571.46	380.78	169.39	
	L _t (m)	1.66	1.70	1.77	
	L _c (m)	1.64	1.60	1.53	
	d ₁ (m)	1.09	0.85	1.02	
	d ₂ (m)	0.57	0.85	0.75	
	σ_1 [KN/m ²]	2089.32	1230.46	181.40	
	N (kN)	N ₁	890.96	313.76	62.17
		N ₂	227.73	104.58	18.50
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.27	7.84	1.55
		A _{v2}	5.69	2.61	0.46
	A _{vj} (cm ²)		22.001	14.66	6.53
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	27.77	11.50	3.18
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.19	6.275	2.09
	A _{min} (cm ²)		11.44	8.92	10.71
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	28.17	21.56	21.56	
	Bonde 2	16.08	12.32	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 7HA16	2 × 7HA14	2 × 7HA14
		Bonde 2	2 × 4HA16	2 × 4HA14	2 × 4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.27	2.5	0.50
	A _H /nappe (cm ²)		6.92	2.61	3.06
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm		(A=7.92 cm ²)	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.96	0.	0.29

		τ_b (MPa)	1.34	0.459	0.40
		N_s (kN)	1170.22	391.82	320.9
	ELS	σ_b (MPa)	1.03	1.89	0.313

VT1/VT2/VT3/VT4:

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.40	3.40	3.40	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.68	0.68	0.68	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3660.55	1294.02	364.38	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3629.57	-1340.86	-312.78	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	418.16	254.04	97.89	
	L_t (m)	1.70	1.74	1.58	
	L_c (m)	1.70	1.66	1.82	
	d_1 (m)	1.13	1.10	1.21	
	d_2 (m)	0.57	0.64	0.37	
	σ_1 [KN/m ²]	1216.97	493.18	73.24	
	N (kN)	N_1	547.65	201.74	46.70
		N_2	137.51	54.24	8.86
	A_v (cm ²)	A_{v1}	13.69	5.04	1.16
		A_{v2}	3.43	1.35	0.22
	A_{vj} (cm ²)		16.09	9.78	3.76
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	17.71	2.43	2.10
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	7.45	1.19	1.16
	A_{min} (cm ²)		11.86	11.55	12.15
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	18.48	18.48
Bonde 2		12.32	12.32	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 6HA14	2 × 6HA14	2 × 6HA14
		Bonde 2	2 × 4HA14	2 × 4HA14	2 × 4HA14
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.39	1.49	0.34
	A_H /nappe (cm ²)		4.28	3.30	3.63

	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm		(A=4.52 cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.68	0.44	0.15
		τ_b (MPa)	0.95	0.58	0.22
	ELS	N _s (kN)	1127.58	794.12	331.35
σ_b (MPa)		0.97	0.70	0.27	

VT5

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.3	3.3	3.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.66	0.66	0.66	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3142.24	1198.24	280.53	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3157.19	-1209.02	-279.63	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	393.65	370.26	160.59	
	L _t (m)	1.66	1.66	1.65	
	L _c (m)	0.64	1.64	1.65	
	d ₁ (m)	1.06	1.09	1.1	
	d ₂ (m)	0.57	0.57	0.55	
	σ_1 [KN/m ²]	1084.09	415.14	93.21	
	N (kN)	N ₁	462.29	177.03	41.01
		N ₂	118.16	45.25	10.25
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.55	4.42	1.02
		A _{v2}	2.95	1.13	0.25
	A _{vj} (cm ²)		15.15	14.25	6.18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.33	7.98	2.56
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.73	4.66	1.79
	A _{min} (cm ²)		11.44	11.36	11.55
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.01	12.32	12.32	
	Bonde 2	12.32	12.32	12.32	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 4HA16	2×4HA14	2 ×4HA14
		Bonde 2	2 ×4HA14	2×4HA14	2 ×4HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.23	1.387	0.3

	A_H /nappe (cm ²)	3.62	3.27	3.3	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
	$e_p = 20\text{cm}$	(A=6.78cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
	Contrainte	τ_u (MPa)	0.66	0.62	0.27
		τ_b (MPa)	0.92	0.87	0.37
	ELS	N_s (kN)	1216.18	929.12	404.01
		σ_b (MPa)	1.09	0.84	0.36

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

VII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques ; La capacité portante du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- La facilité de l'exécution
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

➤ Les fondations superficielles :

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

➤ Les fondations profondes :

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 736.69 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{736.69}{150}} = 2.21$$

$$\Rightarrow A = B = 2.5 \text{ m}$$

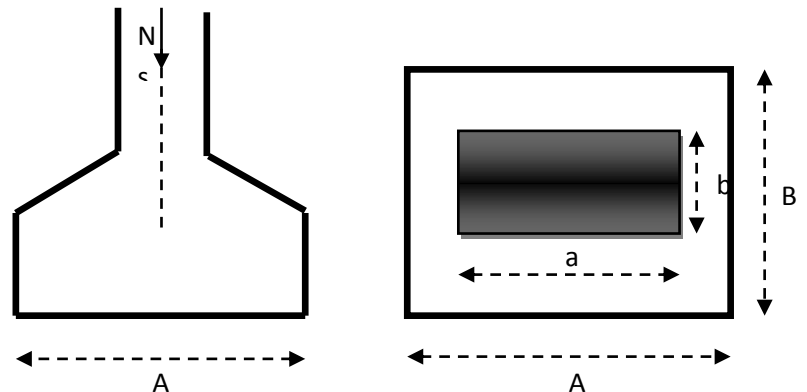


Figure VII.1 : dimensionnement d'une fondation

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

voiles	$N_s(\text{Kn})$	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1374.55	3.45	5.31	18.31
VL ₂	1449.04	3.45	5.60	19.32
VL ₃	1365.81	3.30	5.51	18.18
VL ₄	1434.93	3.30	5.79	19.10
				74.91

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

Sens transversal :

voiles	$N_s(\text{KN})$	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	1317.59	3.40	5.16	17.54
VT ₂	1324.8	3.40	5.19	17.64
VT ₃	1338.18	3.40	5.24	17.81
VT ₄	1344.6	3.40	5.27	17.91
VT ₅	1452.87	3.30	5.87	19.37
				90.27

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_V = \sum S_i = 74.91 + 90.27 = 165.18 \text{ m}^2$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (file de poteaux les plus sollicités).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C21	736.69	-1.28	-2.65	1952.22
C15	724.76	-1.45	5.8	-4203.6
C14	704.81	-0.096	2.35	-1656.3
C20	700.28	-0.266	2.35	-1645.65
	Σ=2866.54	Σ= -3.092		Σ= -5553.3

Tableau VIII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 2866.54 \text{ kN}$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-5553.3 + (-3.092)}{2866.54} = 1.93 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = 1.93 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18.50}{6} = 3.08 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2866.54}{18.50} \times \left(1 - \frac{6 \times (-1.93)}{18.50} \right) = 251.93 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2866.54}{18.50} \times \left(1 + \frac{6 \times (-1.93)}{18.50} \right) = 57.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2866.54}{18.50} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1.93)}{18.50} \right) = 106.45 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{106.45}{150} = 0.70 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1 \text{ m}$

On aura : $S = 1 \times 18.50 = 18.50 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 18.50 \times 6 = 111 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 111 + 165.18 = 276.18 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 18.50 \times 17.30 = 320.05 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{276.18}{320.05} \times 100 = 86 \%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier nervuré.

VIII.4. Etude du radier nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VIII.4. 1. Pré dimensionnement du radier nervuré :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\text{max}}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre nus des nervures. ($L_{\max}=4.20 \text{ m}$)

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.20\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.82 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{420}{8} \leq h \leq \frac{420}{5} \Rightarrow 52.5 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 80 \text{ cm}$

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 70 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 70 = 28 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 = 49 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 45 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 75 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 30 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 45 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VIII.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 22334.05 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 4799.26 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22334.05 + 1.5 \times 4799.26 = 37349.85 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 22334.05 + 4799.26 = 27133.31 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37349.85}{1.33 \times 150} = 187.21 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{27133.31}{150} = 180.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 320.05 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 187.21 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 320.05 + 0.4 \times 2(35.8) = 348.69 \text{ m}^2$$

VIII.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment : $G = 22334.05 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 348.69 \times 0.30 \times 25 = 2615.17 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x.n + L_y. m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.45 \times (0.75 - 0.3) \times 4475 = 906.18 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x.n + L_y \times m) = 0.45 \times 179 = 80.55 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (348.69 - 80.55) \times 0.45 \times 17 = 2051.27 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \cdot X \cdot e_p \times \rho_b \quad (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 348.69 \times 0.10 \times 25 = 871.72 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2615.17 + 906.18 + 2051.27 + 871.72 = 6444.87 \text{ KN}.$$

- Charge permanente de bâtiment : $G = 22334.05 \text{ KN}$.
- Charge permanente du radier : $G = 6444.87 \text{ KN}$.

b) Surcharges d'exploitations :

- Surcharge de bâtiment : $Q = 4799.26 \text{ KN}$.
- Surcharge du radier : $Q = 3.5 \times 348.69 = 1220.41 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 22334.05 + 6444.87 = 28778.92 \text{ KN}.$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4799.26 + 1220.41 = 6019.67 \text{ KN}.$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 28778.92 + 1.5 \times 6019.67 = 47881.04 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 28778.92 + 6019.67 = 34798.59 \text{ KN}$$

$$\text{D'où :} \quad N_U = 47881.04 \text{ KN}$$

$$N_S = 34798.59 \text{ KN}$$

VII.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=75 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{47881.04 \times 0.75}{348.69} \times \frac{4.20}{2} = 216.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{216.27 \times 10^3}{750 \times 270} = 1.06 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

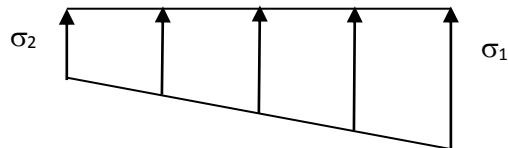
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{sol}}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

Calcul du centre de gravite du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.85m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.68m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 5244.87m^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 2156.65m^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$N_U = 47881.04 \text{ KN}$$

$$N_S = 34798.59 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 970.03 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 1740.52 \text{ KN}$$

$$M_x = 970.03 + 1740.52 \times 0.75 = 2188.39 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47881.04}{348.69} + \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 146.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{47881.04}{348.69} - \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 128.33 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.29 + 128.33}{4} = 141.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.8 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 199.5 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée.

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34798.59}{348.69} + \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 108.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34798.59}{348.69} - \frac{2188.39}{2156.65} \times 8.85 = 90.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 108.77 + 90.81}{4} = 104.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 104.28 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$N_U = 47881.04 \text{ KN}$$

$$N_S = 34798.59 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = 1089.03 \text{ KN.m}$$

$$T_{0Y} = 1453.91 \text{ KN}$$

$$M_Y = 1089.03 + 1453.91 \times 0.75 = 2106.78 \text{ KN.m}$$

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47881.04}{348.69} + \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 139.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{47881.04}{348.69} - \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 135.03 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 139.59 + 135.03}{4} = 138.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 138.45 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 199.5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34798.59}{348.69} + \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 102.07 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34798.59}{348.69} - \frac{2106.78}{5244.87} \times 5.68 = 97.51 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 102.07 + 97.51}{4} = 100.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 100.93 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4. Ferrailage du radier :

1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

Identification du panneau le plus sollicité :

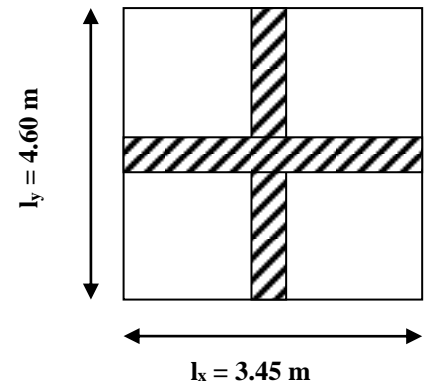
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3.45\text{m}$ et $l_y = 4.60\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4.60} = 0.75$$

$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(141.8; 138.45) = 141.8 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(104.28; 100.93) = 104.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(141.8 - \frac{6444.87}{348.69} \right) \times 1\text{m} = 123.31 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(104.28 - \frac{6444.87}{348.69}\right) \times 1m = 85.79 \text{ KN/ml}$$

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations :

On a : $\rho = 0.75$ et $v = 0$

A l'ELU :

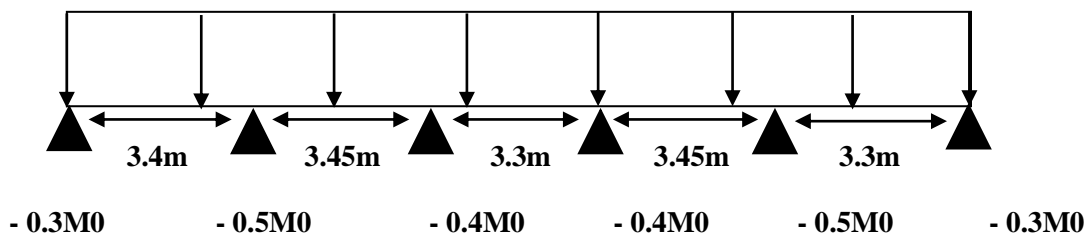
$$\begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

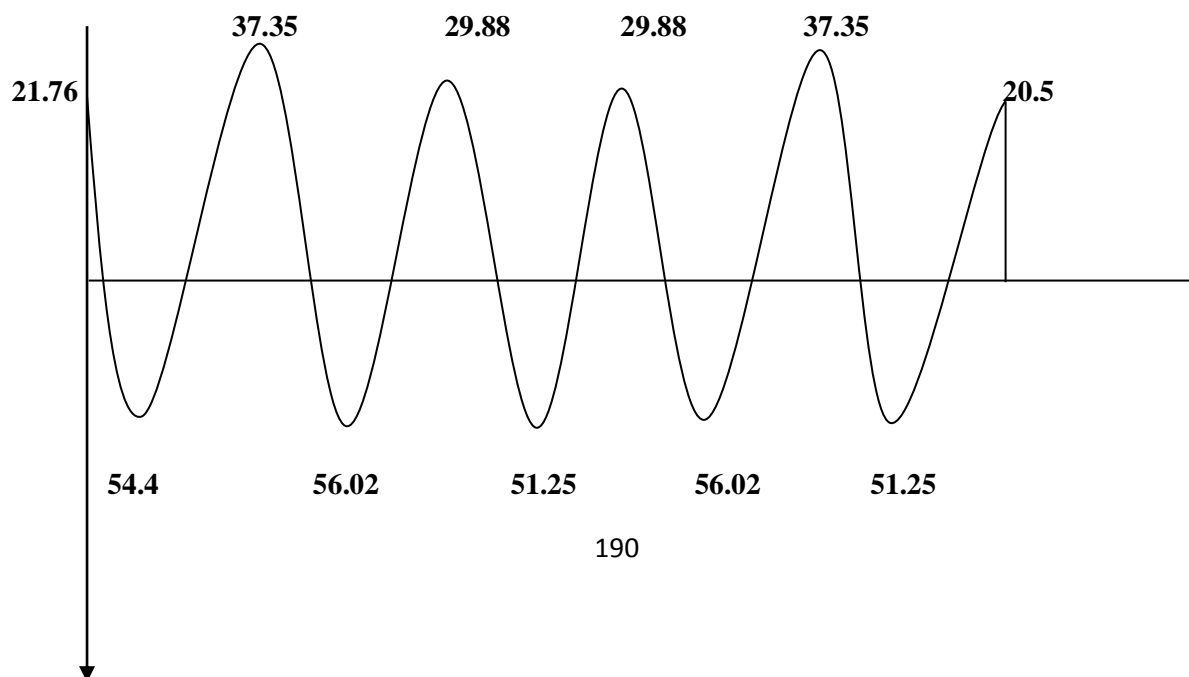
Suivant (x-x) : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0509 \times 123.31 \times 3.45^2 = 74.70 \text{ KN.m}$

Suivant (y-y) : $M_{0y} = \mu_y M_x = 0.685 \times 74.70 = 51.16 \text{ KN.m}$

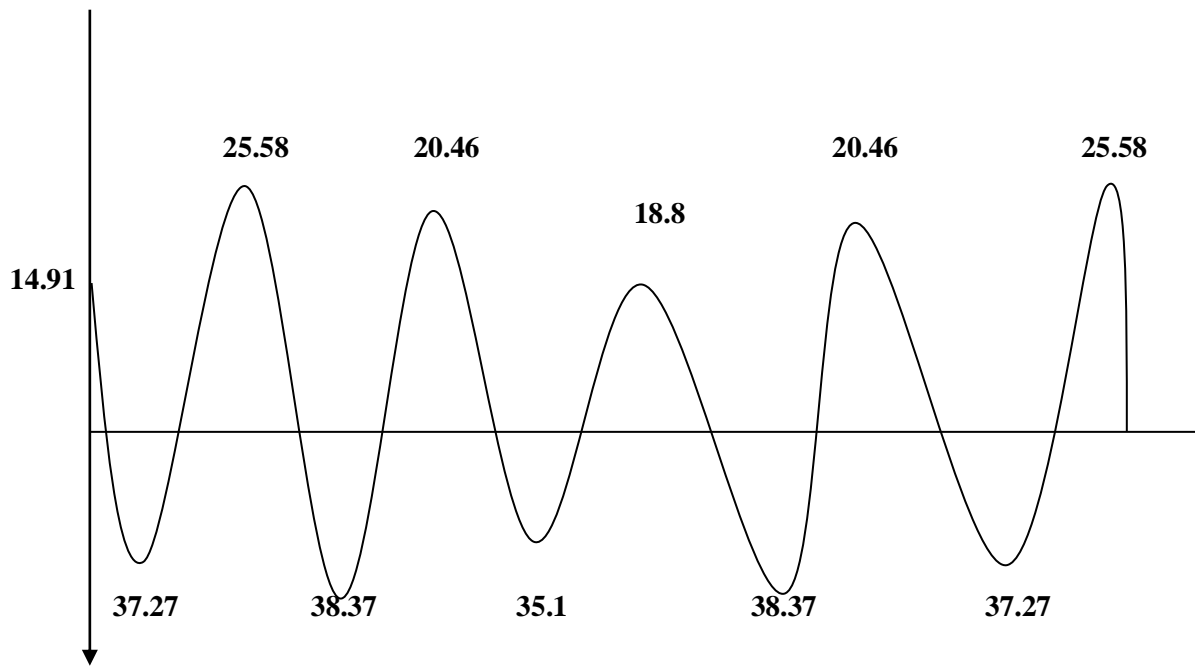
Moments en travée et aux appuis :



SENS (x-x) :



SENS (y-y) :



Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \implies \text{SSA} \quad A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	37.35	0.036	0.982	SSA	4.04	4HA12 = 4.52	25
	Travée	56.025	0.054	0.972	SSA	6.13	6HA12 = 6.79	25
yy	Appuis	25.58	0.024	0.988	SSA	2.75	4HA12 = 4.52	25
	travée	38.37	0.037	0.982	SSA	4.15	6HA12 = 6.79	25

Tableau VIII.4 : Ferrailage du radier.

VII.4.5. Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.75}{2} \times 100 \times 30 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	4.52	2.7	Condition vérifiée
	Travée	6.79		Condition vérifiée
yy	Appuis	4.52		Condition vérifiée
	travée	6.79		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement 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 :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 123.31 \times 3.45 \times 4.60 = 1956.92 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{1956.92}{3 \times 4.60} = 141.80 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{1956.92}{2 \times 4.60 + 3.45} = 154.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{154.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.57 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$\text{On a : } \rho = 0.85 \text{ et } v = 0.2$$

$$\text{A l'ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0579 \times 85.79 \times 3.45^2 = 59.12 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.778 \times 59.12 = 45.99 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 59.12 = 44.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 45.99 = 34.49 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 59.12 = -29.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 45.99 = -22.99 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X _x	Appuis	4.52	29.56	0.167	0.933	59.63	259.60	348	4.35	15	Cv
	Travée	6.79	44.34	0.251	0.920	47.5	262.89	348	5.53	15	Cv
Y _y	Appuis	4.52	22.99	0.167	0.933	59.63	201.90	348	3.38	15	Cv
	travée	6.79	34.49	0.251	0.920	47.5	204.48	348	4.30	15	Cv

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

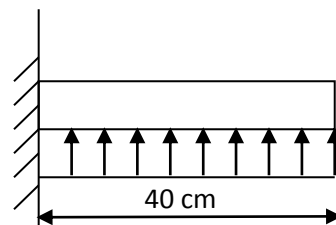


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 123.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-123.31 \times 0.40^2}{2} = -9.86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 85.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-85.79 \times 0.40^2}{2} = -6.86 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m};$

$$d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.001 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.001 \quad \rightarrow \quad \beta = 1$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.86 \cdot 10^2}{1 \times 27 \times 34.8} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.168$$

$$\rho_1 = 0.168 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow \alpha_1 = 0.200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.200}{15(1-0.200)} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9.88 \times 10^{-3}}{0.933 \times 0.27 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 86.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 86.78 = 1.39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 86.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.6.Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

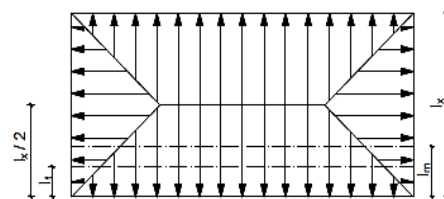


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

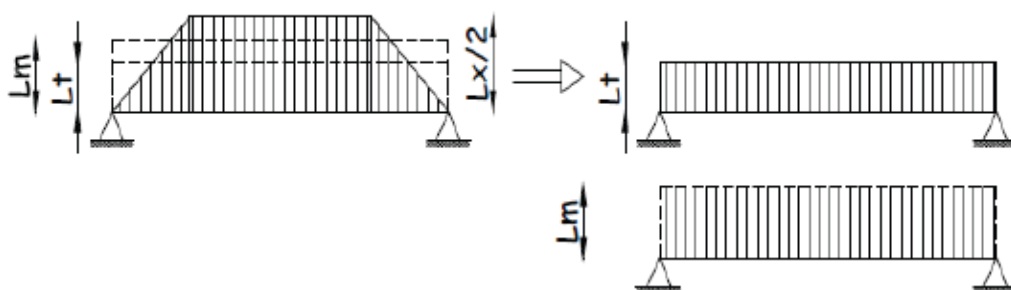
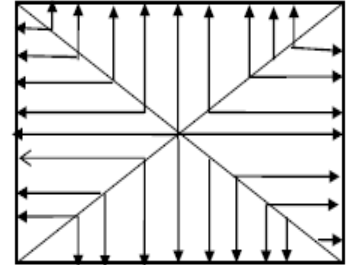


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25x l_x$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(123.31 - \frac{6444.87}{348.69} - \frac{906.18}{80.55} \right) = 93.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(85.79 - \frac{6444.87}{348.69} - \frac{906.18}{80.55} \right) = 56.05 \text{ KN/m}^2$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Sens longitudinale : Nervure (file 2)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	Qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3.40	3.45	0.98	triangulaire	1.132	0.85	93.57	56.05	105.95	211.9	47.64	95.28	79.53	159.06	63.44	126.88
	2	3.40	4.60	0.73	triangulaire	1.132	0.85	93.57	56.05	105.95		47.64		79.53		63.44	
B - C	1	3.45	3.45	1	triangulaire	1.148	0.862	93.57	56.05	107.41	214.82	48.31	96.62	80.65	164.3	64.34	128.68
	2	3.45	4.60	0.75	triangulaire	1.148	0.862	93.57	56.05	107.41		48.31		80.65		64.34	
C - D	1	3.30	3.45	0.95	triangulaire	1.098	0.825	93.57	56.05	102.73	205.46	46.24	92.48	77.19	154.38	61.54	123.08
	2	3.30	4.60	0.71	triangulaire	1.098	0.825	93.57	56.05	102.73		46.24		77.19		61.54	
D - E	1	3.45	3.45	1	triangulaire	1.148	0.862	93.57	56.05	107.41	214.82	48.31	96.62	80.65	164.3	64.34	128.68
	2	3.45	4.60	0.75	triangulaire	1.148	0.862	93.57	56.05	107.41		48.31		80.65		64.34	
E - F	1	3.30	3.45	0.95	triangulaire	1.098	0.825	93.57	56.05	102.73	205.46	46.24	92.48	77.19	154.38	61.54	123.08
	2	3.30	4.60	0.71	triangulaire	1.098	0.825	93.57	56.05	102.73		46.24		77.19		61.54	

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

Sens transversal: Nervure (file E)

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3.30	3.40	0.97	trapézoïdale	1.13	0.87	93.57	56.05	105.73	213.3	48.76	99.2	81.40	165.61	63.33	127.78
	2	3.30	3.45	0.95	trapézoïdale	1.15	0.90	93.57	56.05	107.60		50.44		84.21		64.45	
2-3	1	4.60	3.40	1.35	trapézoïdale	0.90	1.36	93.57	56.05	84.21	172.16	76.22	147.96	127.25	247.01	50.44	103.12
	2	4.60	3.45	1.33	trapézoïdale	0.94	1.28	93.57	56.05	87.95		71.74		119.76		52.68	
3-4	1	3.45	3.40	1.01	trapézoïdale	1.13	0.84	93.57	56.05	105.7	213.3	47.08	96.74	78.59	161.49	63.33	127.78
	2	3.45	3.45	1	trapézoïdale	1.15	0.886	93.57	56.05	107.6		49.66		82.90		64.45	

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

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal :

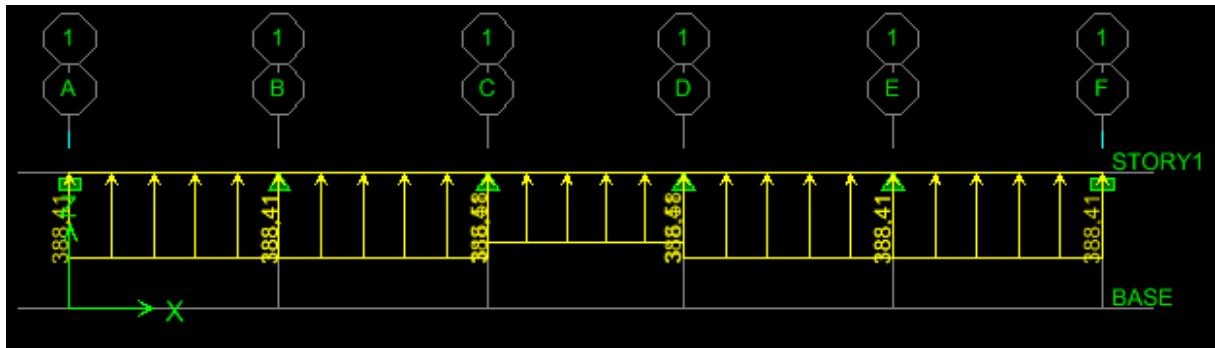


Figure VIII.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

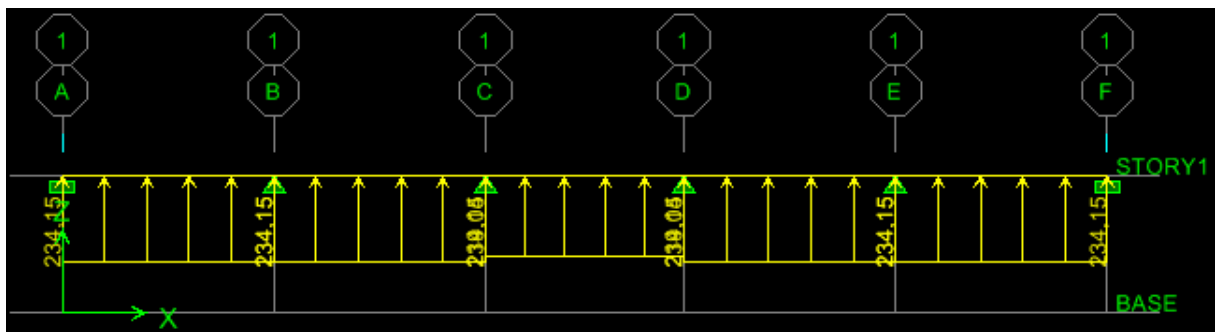


Figure VIII.7 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

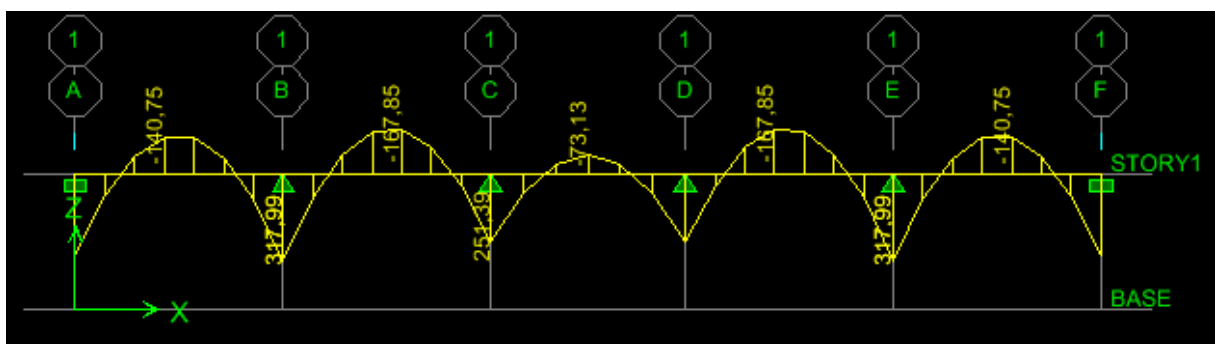


Figure VIII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

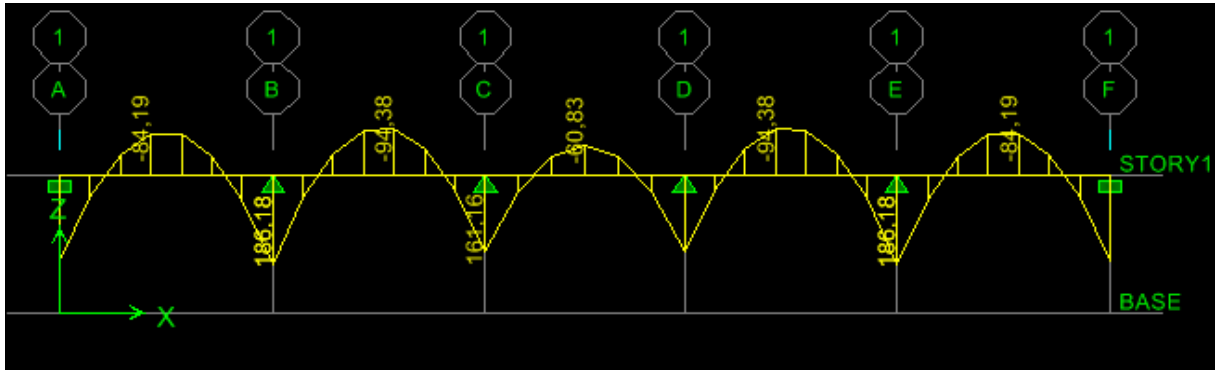


Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

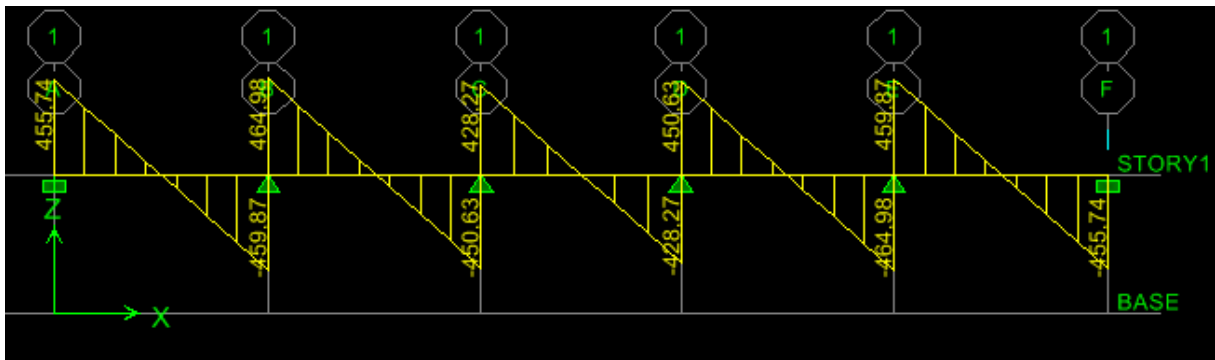


Figure VIII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

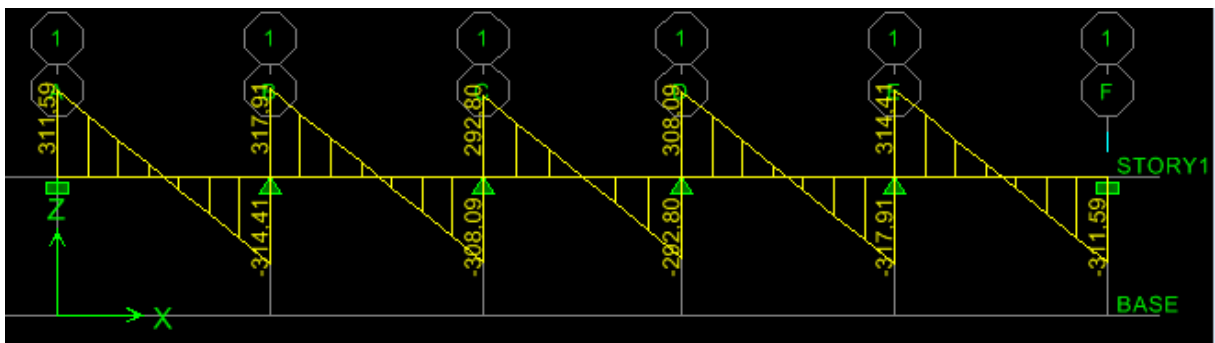


Figure VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

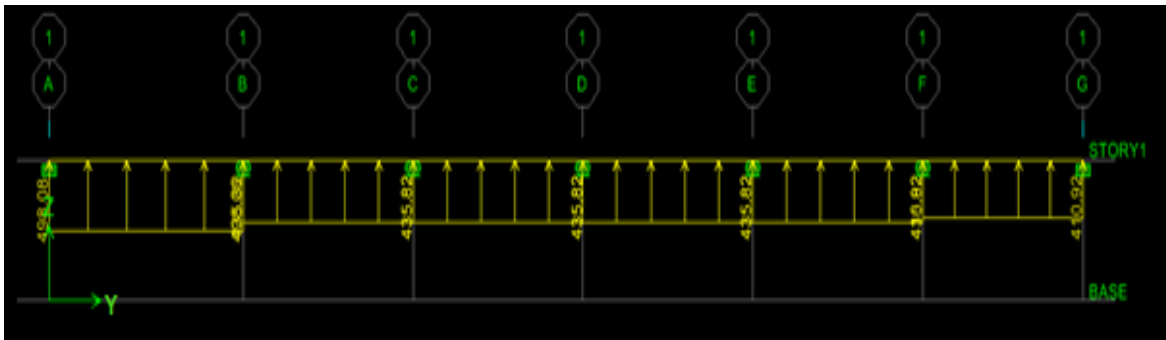


Figure VIII.12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

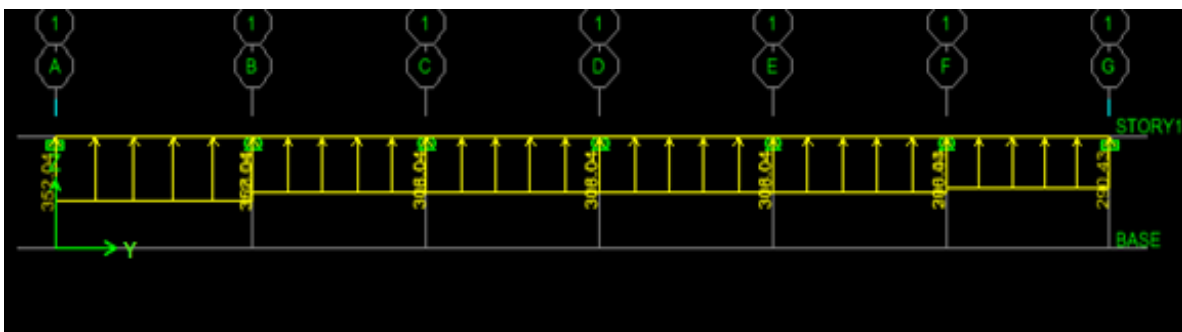


Figure VIII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

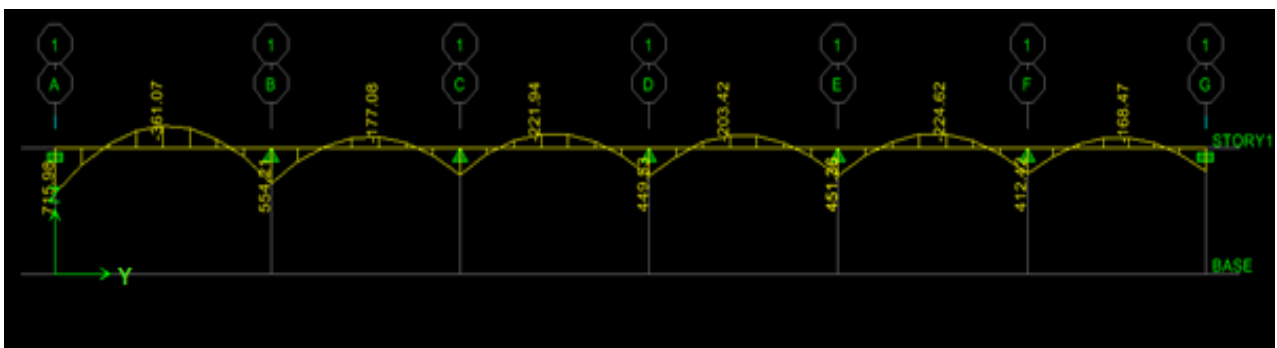


Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

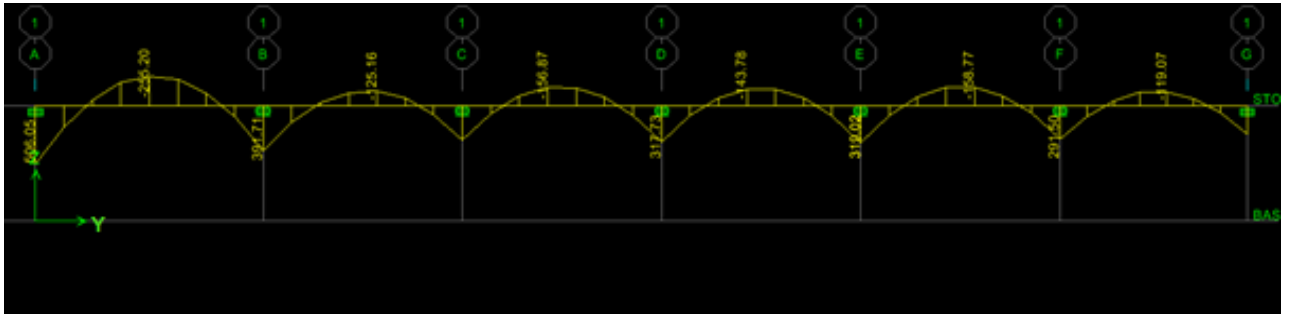


Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

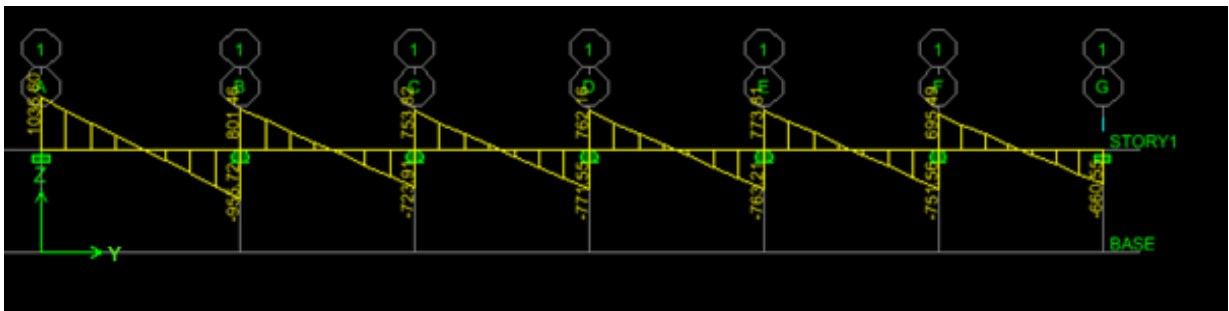


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

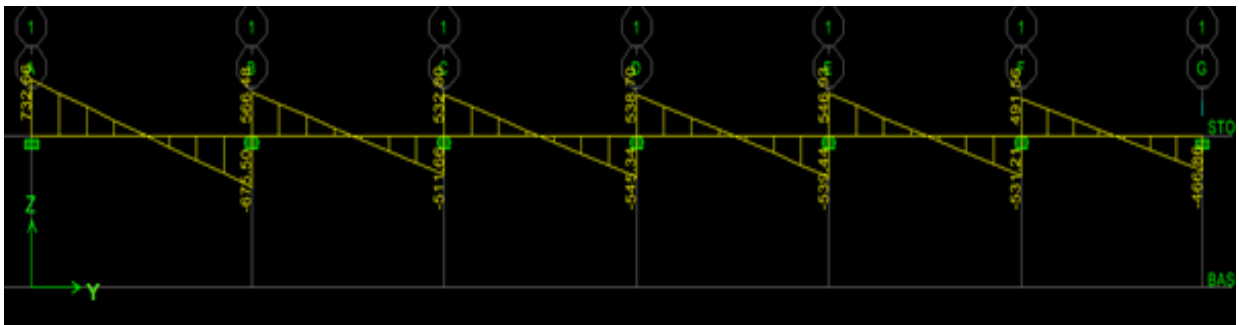


Figure VIII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	317.99	94.38	458.04	314.04
$M_{t\max}$ (KN.m)	167.85	186.18	286.59	198.63
T_{\max} (KN)	464.98	317.91	662.46	453.63

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

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b = 45 \text{ cm}$ $d = 70 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
xx	Appuis	317.99	0.102	0.946	SSA	13.81	5HA16 filante + 5HA14 chap = 17.68
	Travée	167.85	0.054	0.972	SSA	7.09	5HA16 filante + 5HA12chap=15.7
yy	Appuis	458.04	0.146	0.921	SSA	21.62	5HA20 filante+5H16chap =25.76
	Travée	286.59	0.092	0.952	SSA	12.36	5HA16 filante + 5HA14 chap = 17.68

Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{75}{2} = 35.5 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t=4HA8=2.01cm²** (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 75cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08 cm²**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 70 \times \frac{2.1}{400} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travées :

$$A_t = 17.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 464.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{464.98}{45 \times 70} = 0.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u^{\max} = 662.46 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{662.46}{45 \times 70} = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

Dans le béton :

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

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{266,66; 201,6\} = 201.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	17.68	94.38	0.561	0.848	29.64	89.93	201.6	3.03	15	Cv
	Travée	15.7	186.18	0.242	0.921	48.61	183.94	201.6	3.78	15	Cv
yy	Appuis	25.76	314.04	0.818	0.871	23.55	199.95	201.6	8.49	15	Cv
	travée	17.68	198.63	0.561	0.848	29.64	189.26	201.6	6.38	15	Cv

Tableau VIII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

VIII. Introduction :

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai , ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé celui-ci a une hauteur de **4,20m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit être ≥ 15 cm (**Art 10.1.2**). On optera pour notre cas pour une épaisseur de 30 cm.

Un joint de 5cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polygame, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Surcharge éventuelle: $q=10$ kN/m².

Poids volumique des terres : $\gamma =18$ kN/m³.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte du Sol : $\sigma_{sol}= 1.5$ bars

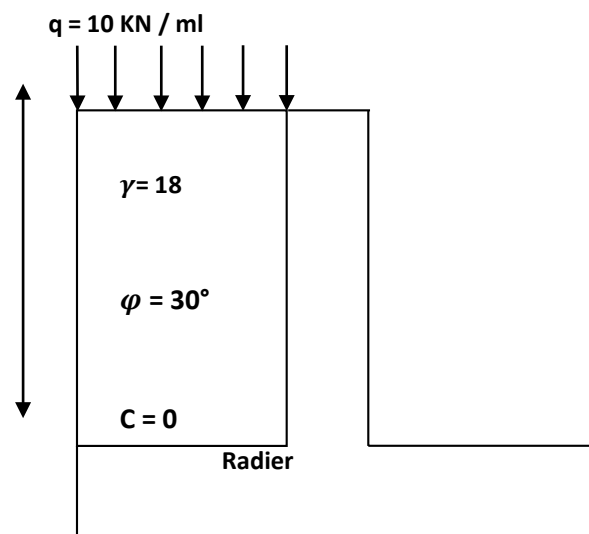


Figure VIII.1: Schéma statique du Mur de soutènement

Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$

VI.2) Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,20 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,2 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,2 + 1,5 \times 10) = 58,03 \text{ kN/m}^2$$

- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4,60 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 4,2) = 42,8 \text{ kN/m}$$

1) Diagramme des contraintes :

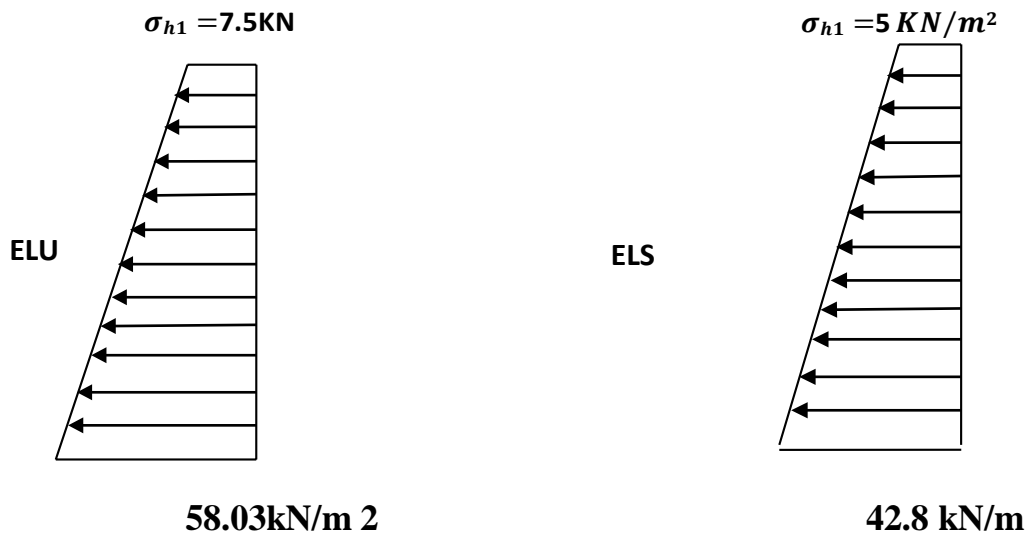


Figure VIII.2: Diagramme des contraintes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma H_2 + \sigma H_1}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 58.03 + 7.5}{4} = 45.39 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_u = \frac{3\sigma H_2 + \sigma H_1}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 42.8 + 5}{4} = 33.35 \text{ kN/ml}$$

VI.3) Ferrailage du mur de soutènement :

Recommandations du RPA :

Le mur de soutènement 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)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

Méthode de calcul :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

1) Identification du panneau : $L_x = 3.45 \text{ m}$ et $l_y = 4.20 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4.6} = 0.82 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$l_y = 4.6$$

2) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0542 \text{ et } \mu_y = 0.631$$

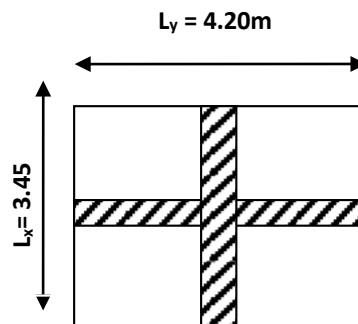


Figure VIII.3: panneau le plus sollicité

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0542 \times 45.39 \times 3.45^2 = 29.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.631 \times 29.28 = 18.45 \text{ KN.m}$$

1) Correction des

moments :Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 29.28 = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 29.28 = 21.96 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = 0.5 \times 18.45 = \mathbf{9.22 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 18.45 = \mathbf{13.83 \text{ KN.m}}$$

2) Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

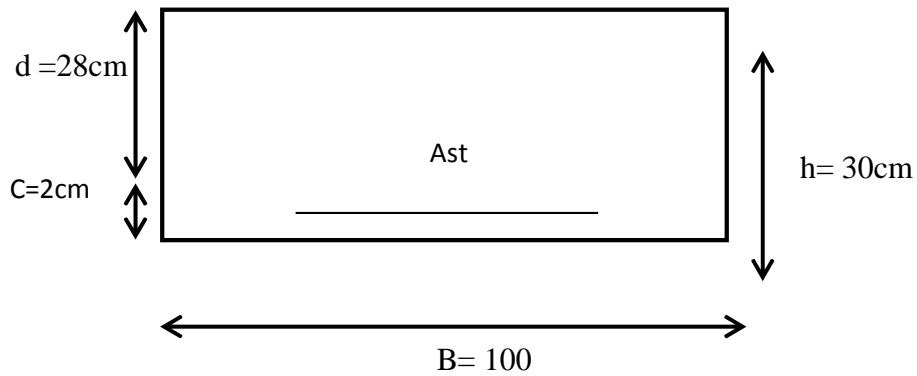


Figure VIII.4 : Section transversal du mur plaque.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)
xx	Appuis	14.64	0.013	0.993	SSA	1.51	3.38	5HA10 = 3.92	20
	Travée	21.96	0.019	0.991	SSA	2.27	3.38	5HA10 = 3.92	20
yy	Appuis	9.22	0.008	0.996	SSA	0.95	3.38	5HA10 = 3.92	20
	Travée	13.83	0.012	0.994	SSA	1.42	3.38	5HA10 = 3.92	20

Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur plaque.

B) les armatures transversales : En

travée : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{3.38}{4} = 0.845$

Soit : $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{3.38}{4} = 0.845$

Soit : $A_h = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

VI.2) Vérifications à l'ELU :

1) Espacement des barres :

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
 $= 0.23 \times 28 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 3.38 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

3) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\emptyset \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

\rightarrow Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4 L_s** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

\rightarrow Pour $\emptyset 10$: $L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$

VI.3) Vérification à l'ELS :

1) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0542 \text{ et } \mu_y = 0.631$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0542 \times 33.35 \times 3.45^2 = 21.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.693 \times 21.51 = 14.90 \text{ KN.m}$$

2) Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 21.51 = \mathbf{10.75 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 21.51 = \mathbf{16.13 \text{ KN.m}}$$

Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 14.9 = \mathbf{7.45 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.9 = \mathbf{11.17 \text{ KN.m}}$$

3) 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 :

$$\sigma_{st} = \text{Min}\left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Dans le béton :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta 1.d.A_s t} \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ _b	$\bar{\sigma}_b$	obs
X-X	Appuis	3.92	10.75	0.14	0.938	65.64	104.62	201.63	1.59	15	Cv
	Travée	3.92	16.13	0.14	0.938	65.64	156.67	201.63	2.38	15	Cv
Y-Y	Appuis	3.92	7.45	0.14	0.938	65.64	72.36	201.63	1.10	15	Cv
	Travée	3.92	11.17	0.14	0.938	65.64	108.49	201.63	1.65	15	Cv

Tableau VIII.2: vérification des contraintes à ELS

Résultats:

L'épaisseur du Mur de soutènement est de **20cm**.

- Le ferrailage du Mur est comme suit :

Sens x-x :

En travée :5HA10/ml.

Aux appuis : 5 HA10/ml.

Sens y-y :

En travée : 5HA10/ml.

Aux appuis : 5HA10/ml.

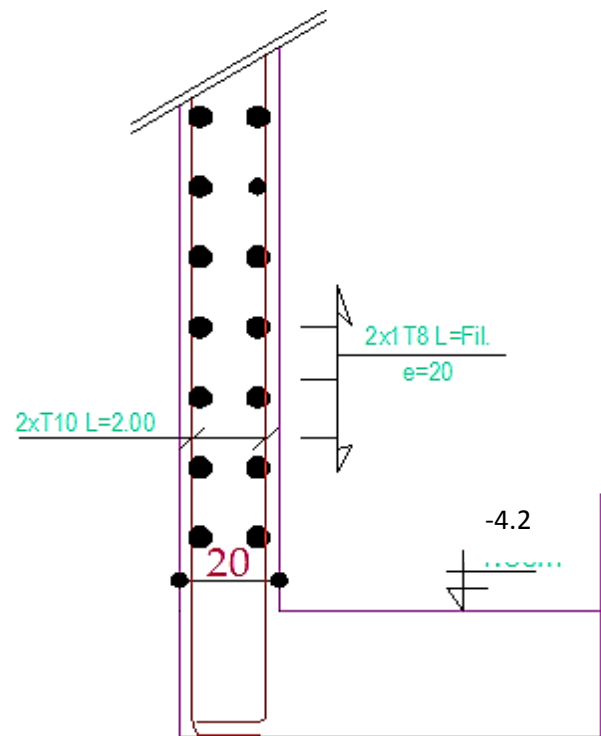


Figure VIII.5 : Ferrailage du mur plaque

Conclusion

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- Le règlement parasismique algérien RPA99 modifié 2003
- Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée CBA93
- Document technique réglementaire (charges et surcharges) DTR B.C.2.2
- Béton armée aux états limites BAEL91 modifiée 99

Livre:

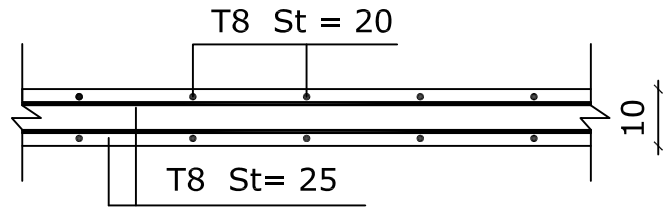
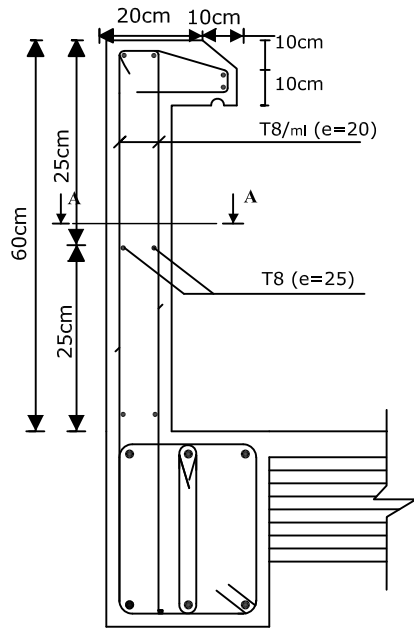
- Les abaques de PIGEAUD
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Cours :

- Béton armé (L3 et M1)
- Dynamique des structures (M1)
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux (L2, L3)

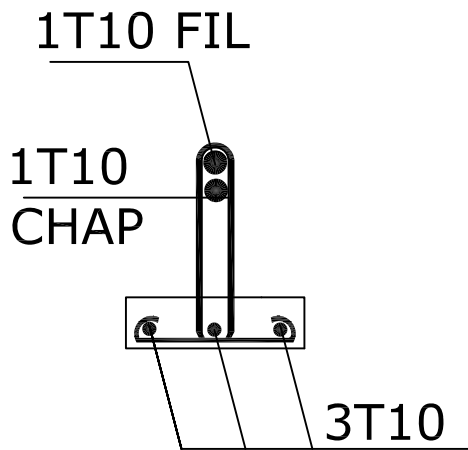
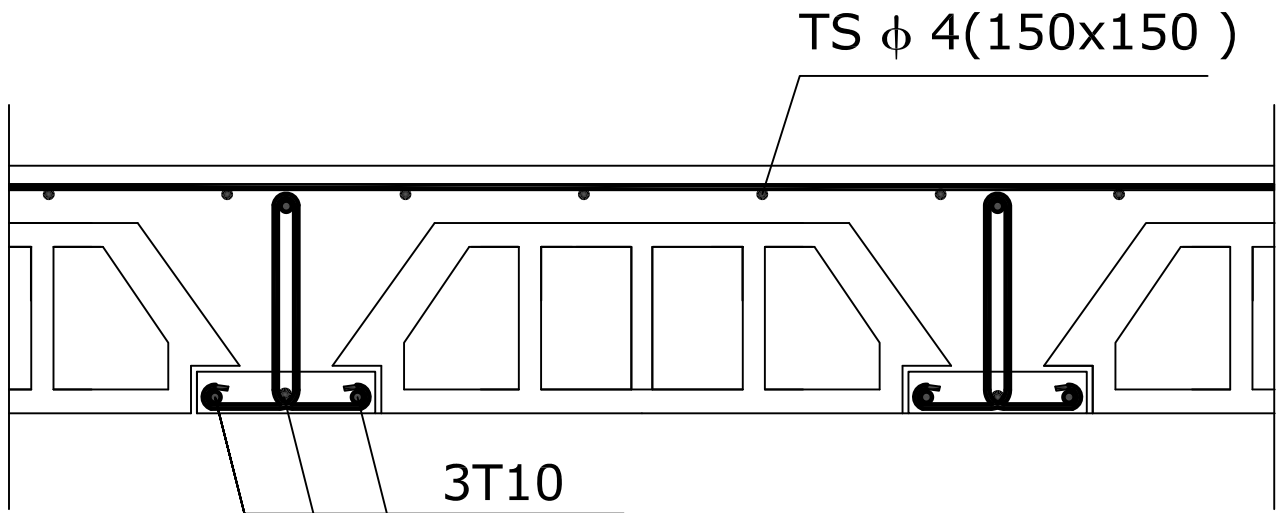
LOGICEL

- ETABS 9.7.0Analyse des structures
- Autocade Dessin
- WORD 2016Traitement de textes
- Excel 2016.....calcul
- SOCOTEC BAERferraillage des éléments

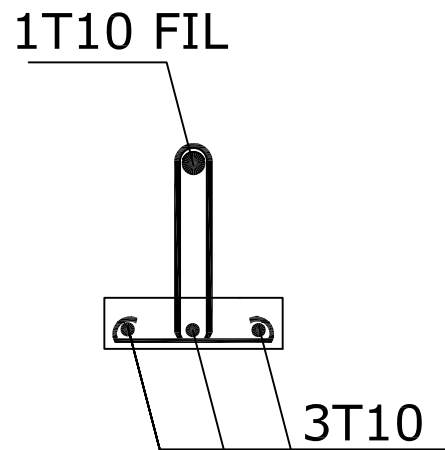


Coupe A-A

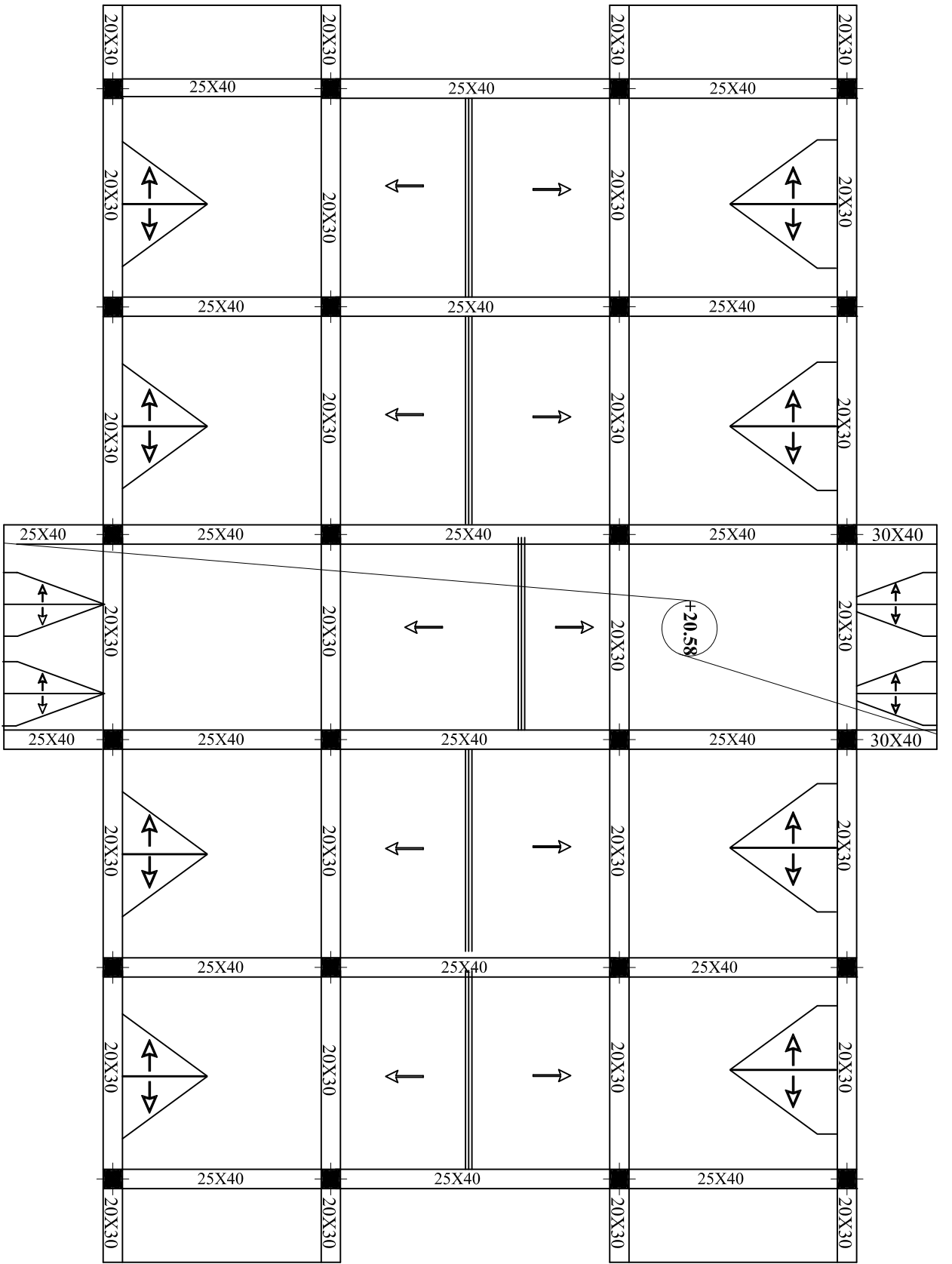
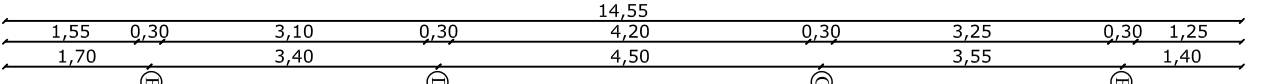
Ferraillage de l'acrotère



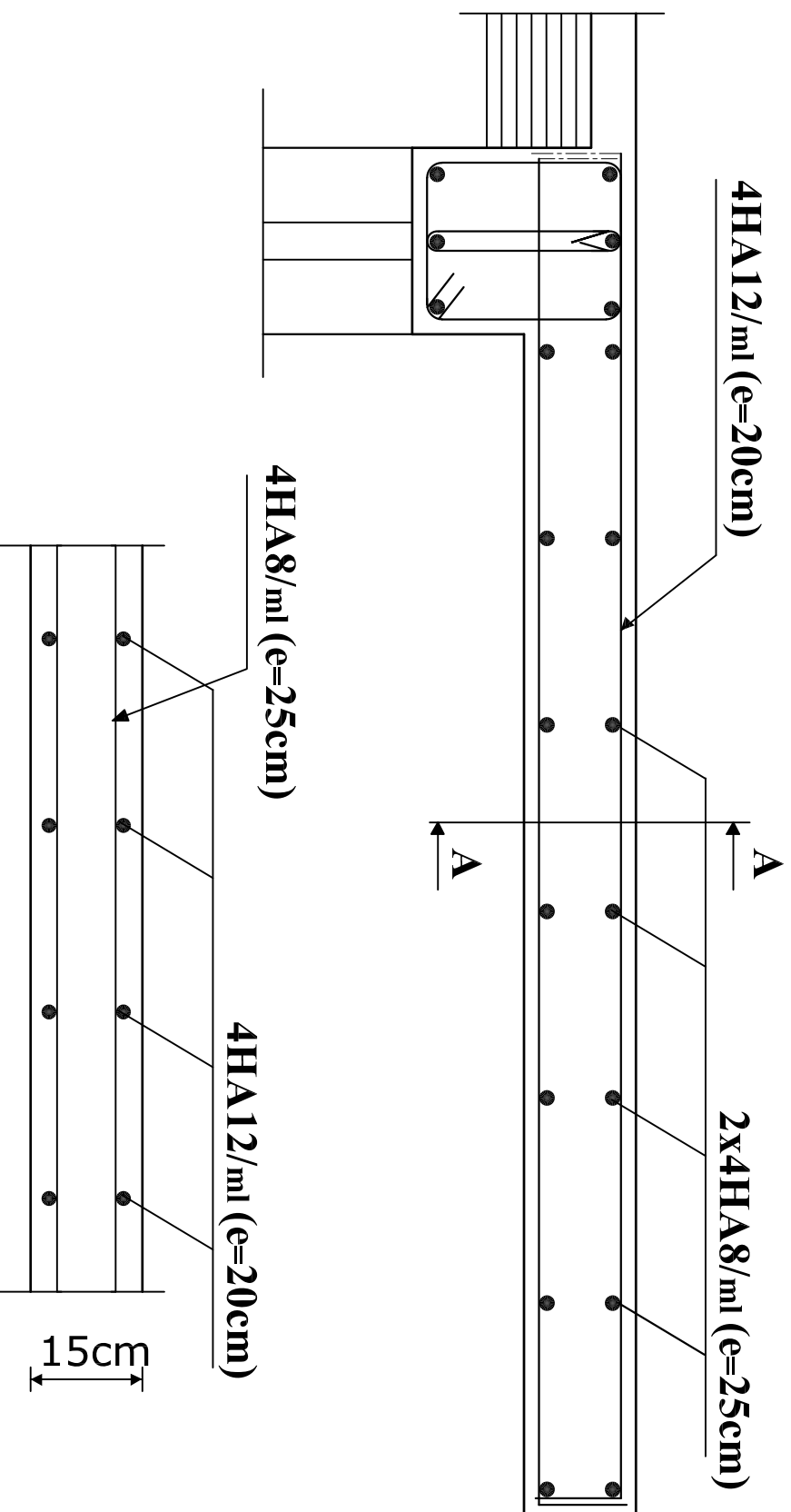
**Coupe A-A
Aux appuis**



**Coupe B-B
En travée**

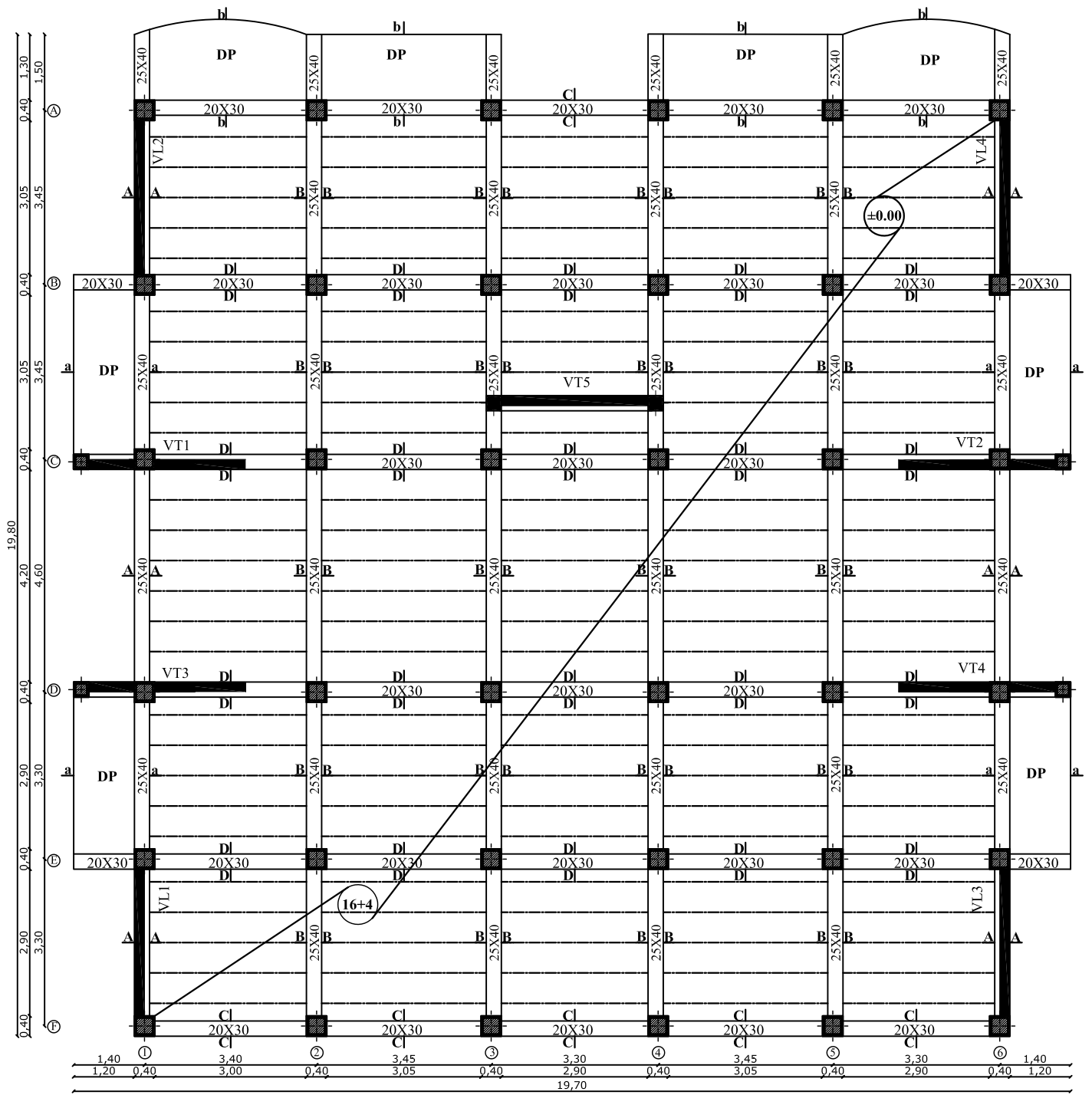


COFFRAGE CHAINAUX NIV + 20.58

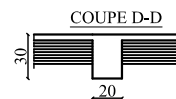
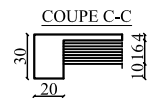
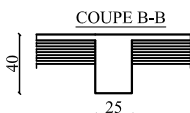
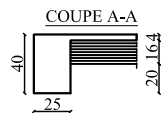


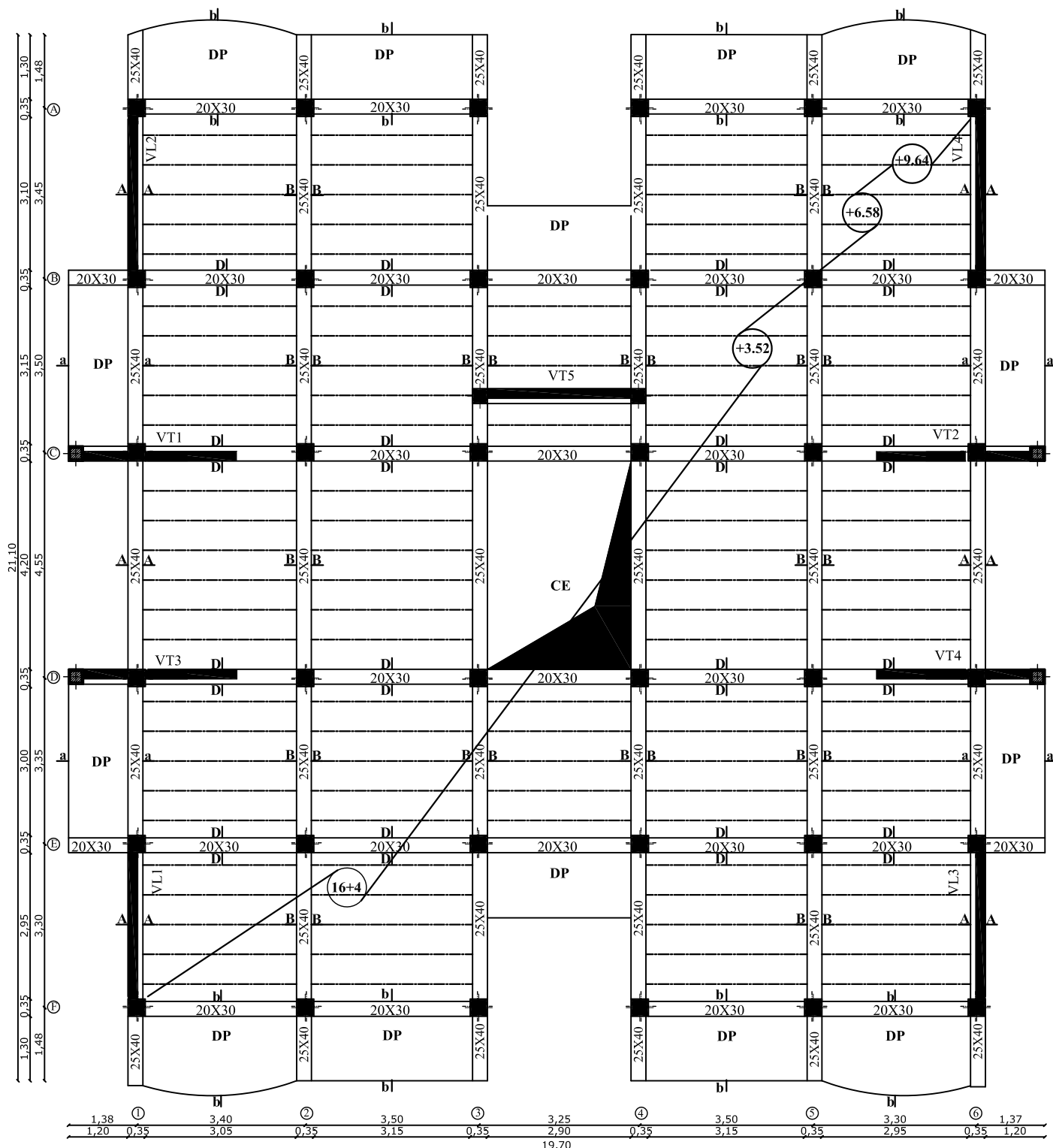
Coupe A-A

**coffrage -ferrailage dalle
pleine a-a ; b-b**

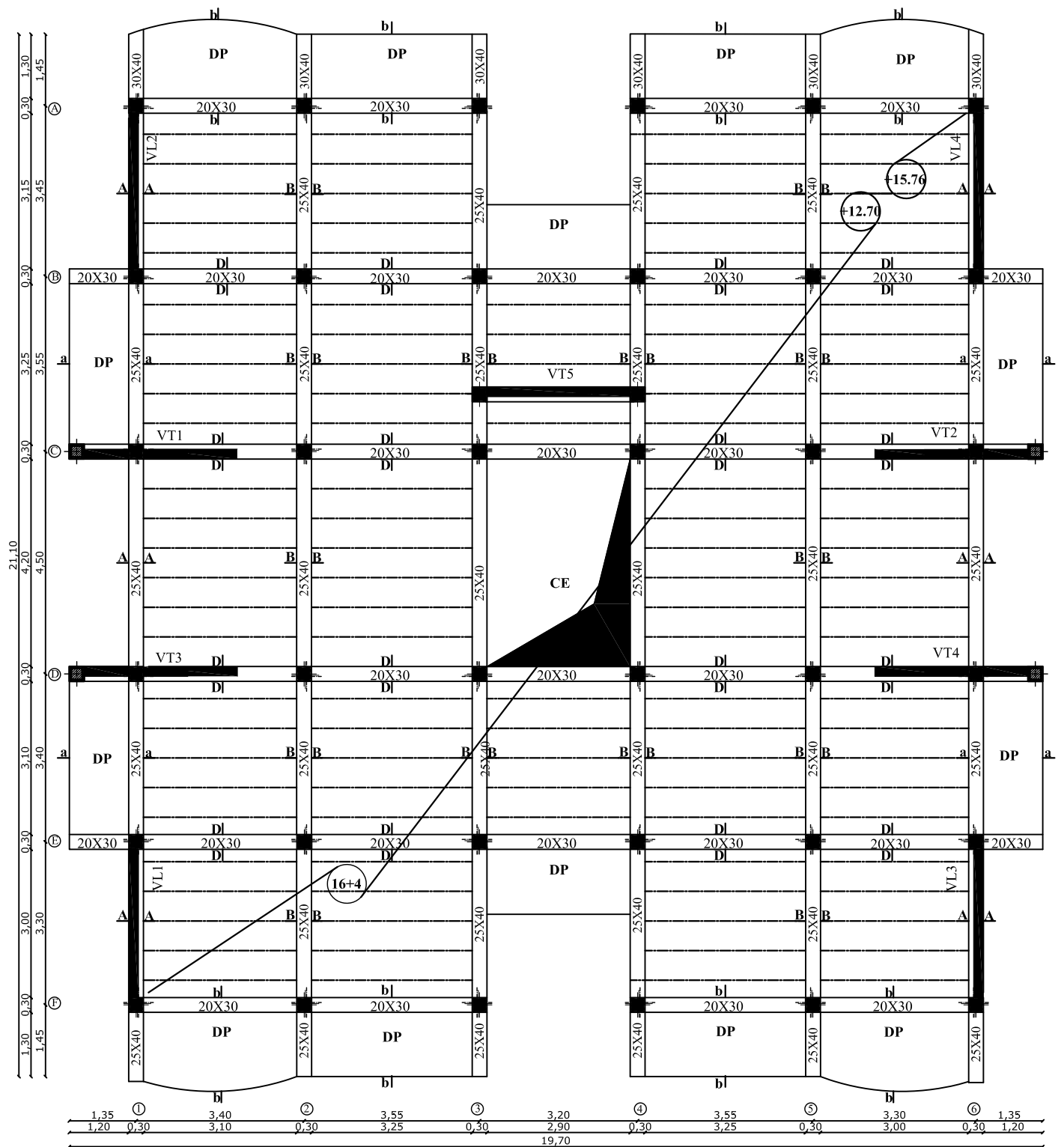


COFFRAGE PLANCHERS NIV ±0.00

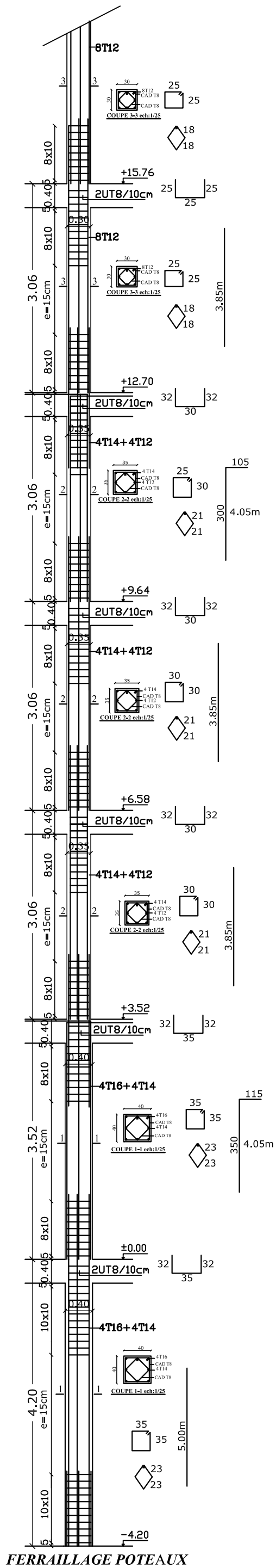




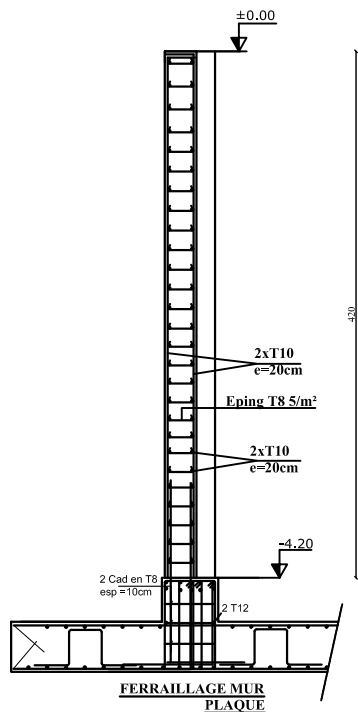
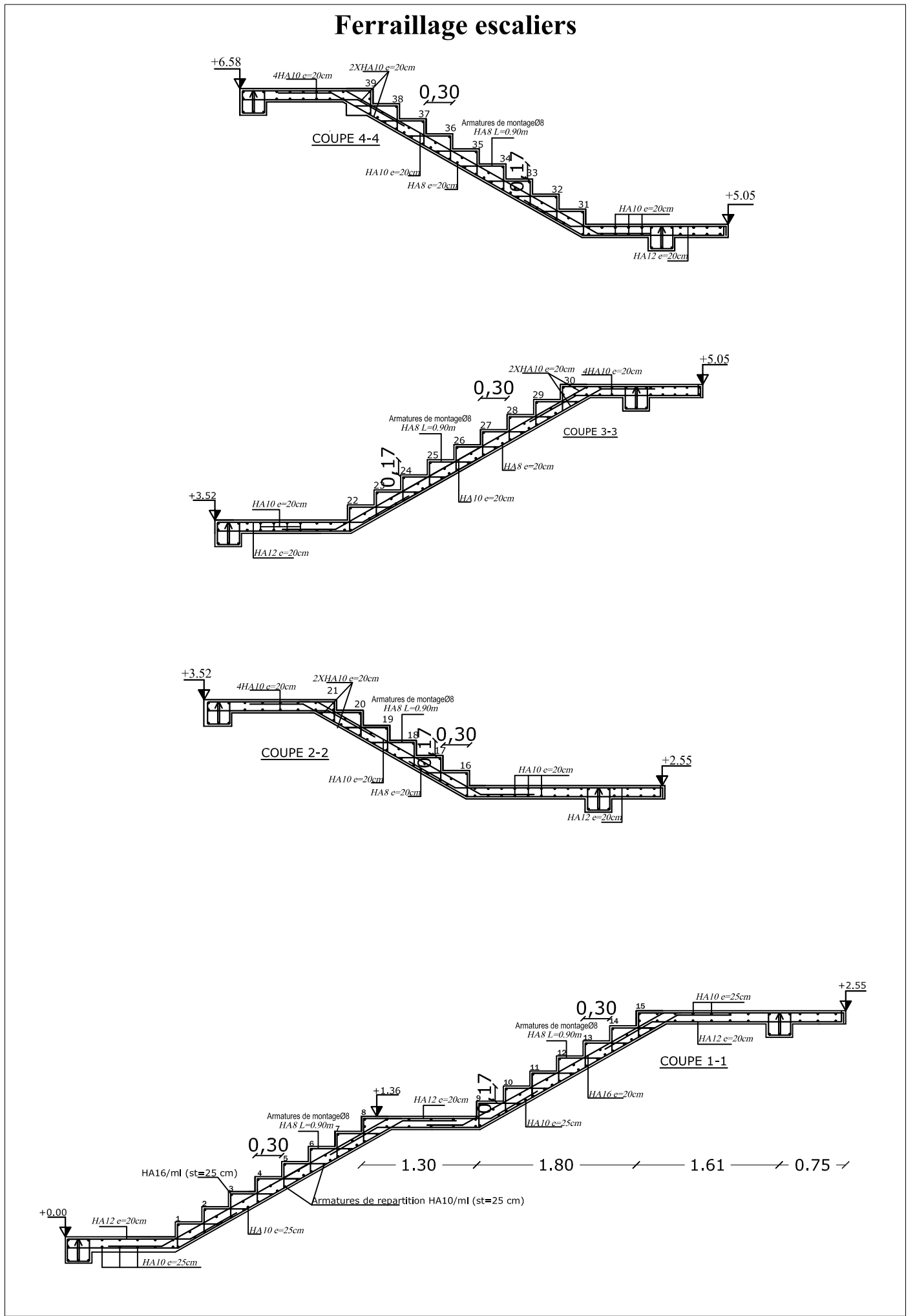
COFFRAGE PLANCHERS NIV +3.52; +6.58 ;+9.64



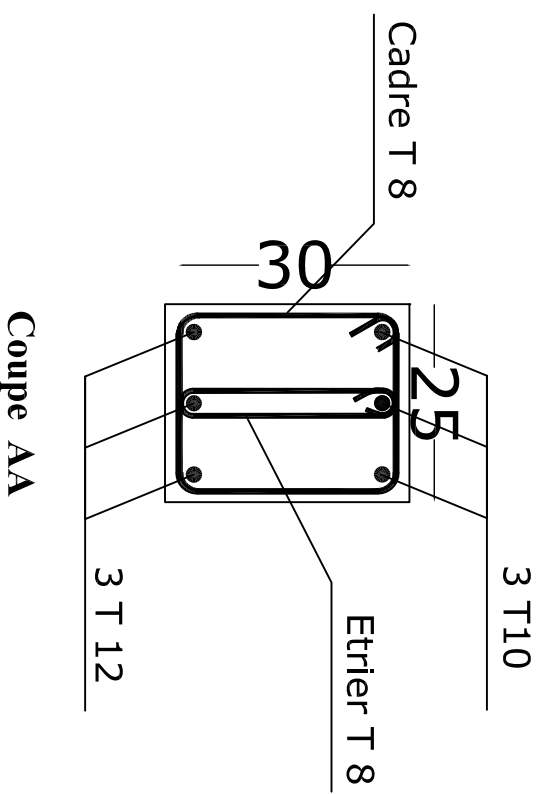
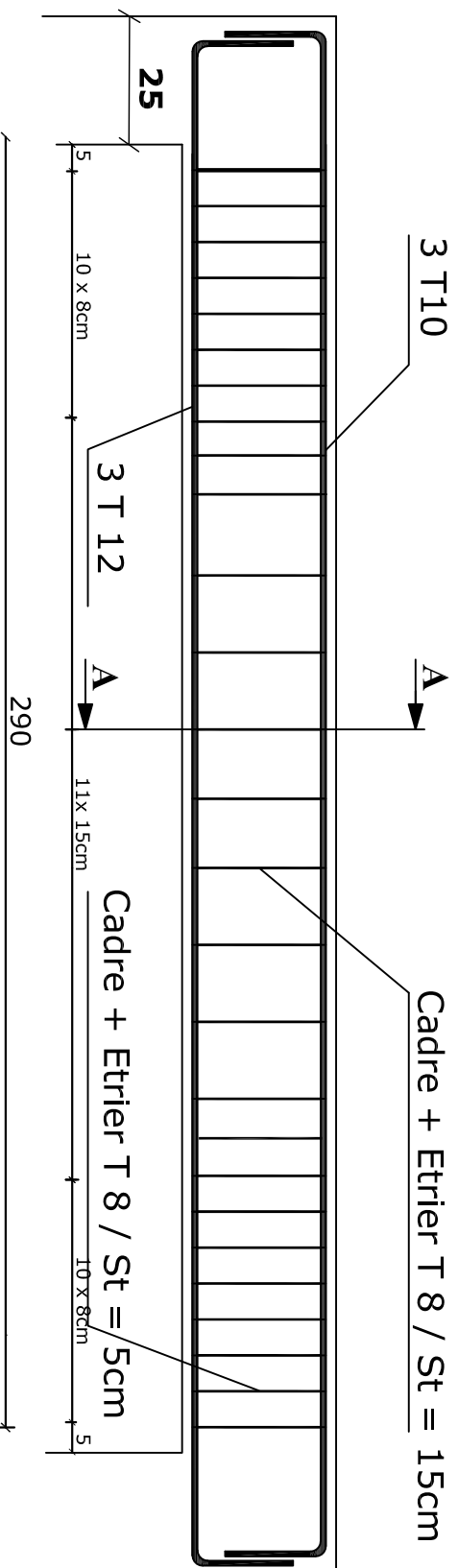
COFFRAGE PLANCHERS NIV +12.70; +15.76



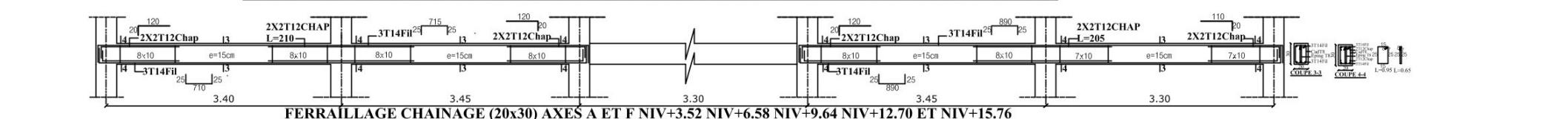
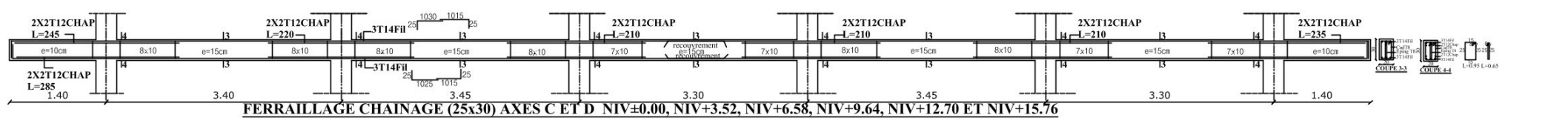
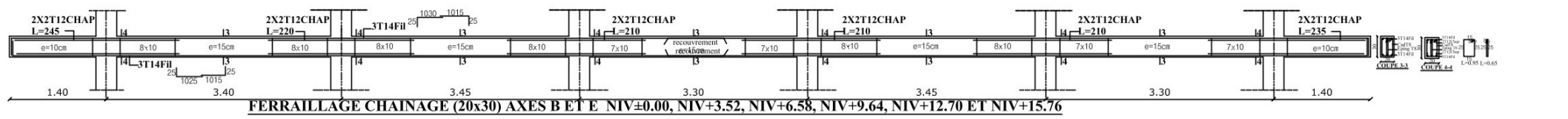
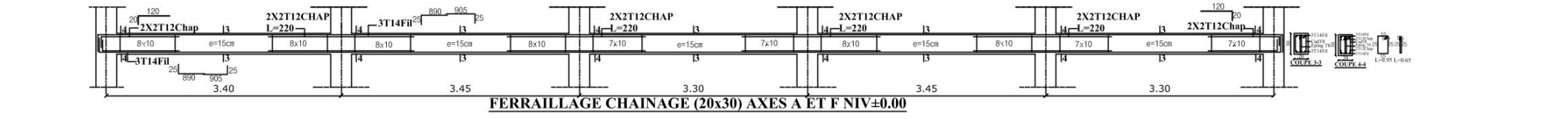
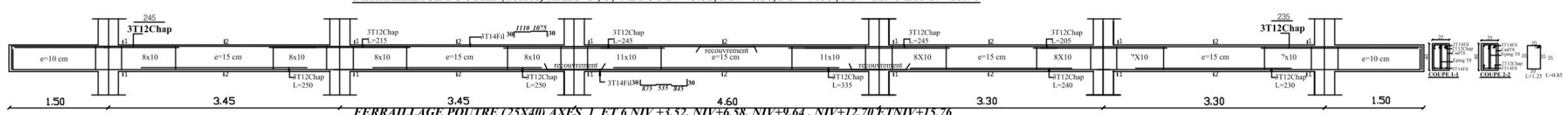
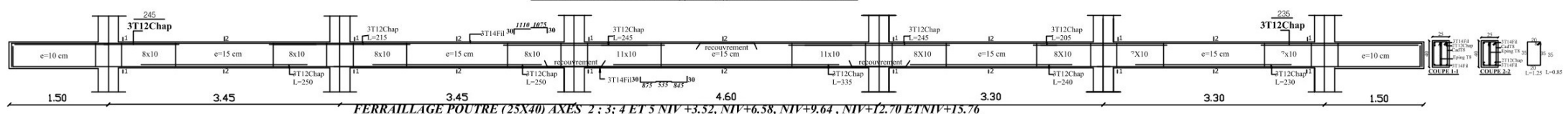
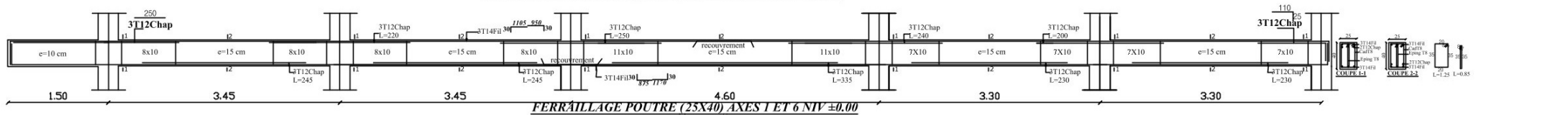
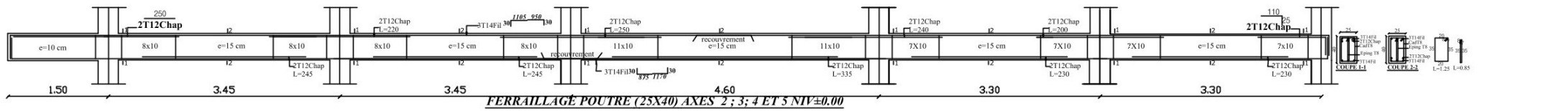
FERRAILLAGE POTEAUX

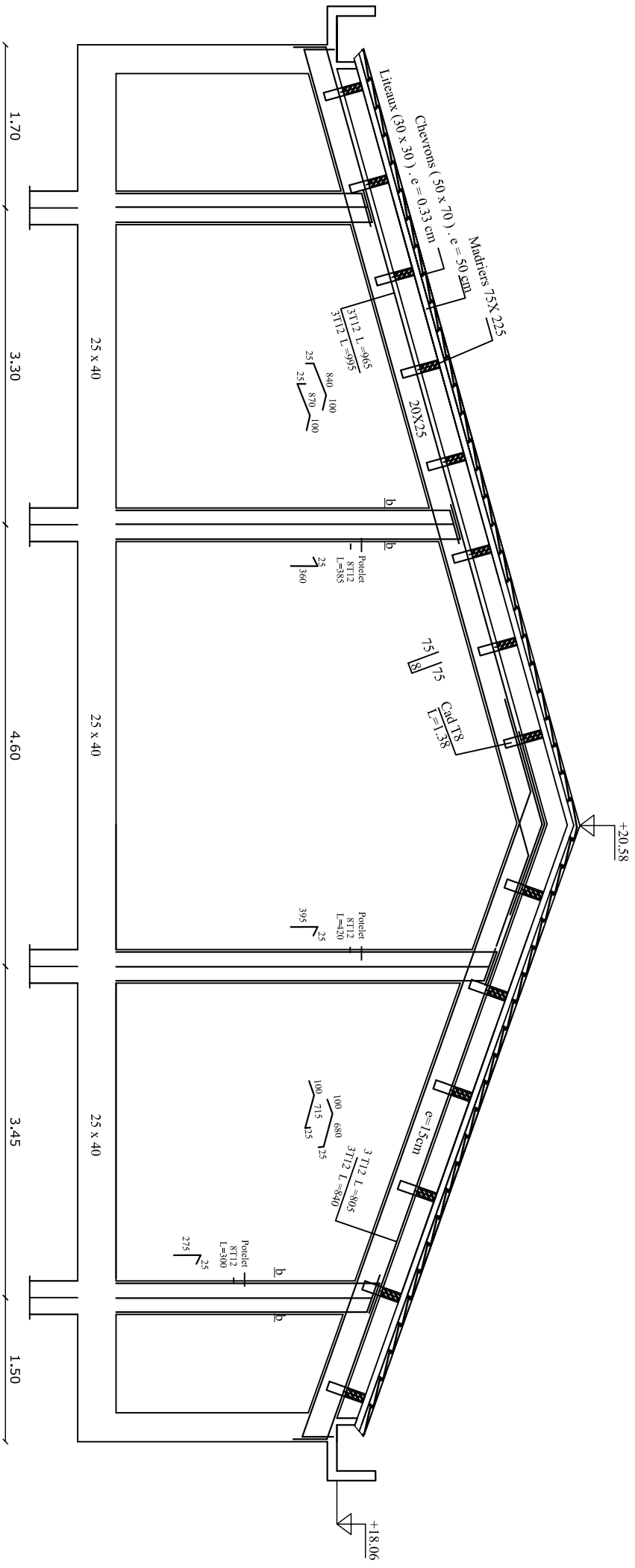


FERRAILLAGE MUR PLAQUE



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE





FERRAILLAGE CHARPENTE

