

République Algérienne Démocratique Et Populaire.
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La
Recherche Scientifique.



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou.

Faculté De Génie De La Construction.

Département De Génie Civil.

Mémoire fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de master
2en génie civil.*

Option : construction civile et industrielle.

THÈME

Etude d'un bâtiment R+5 + Sous-Sol à usage
d'habitation et commerciale avec logiciel ETABS 9.7

Dirigé par : M^{me} Idres S

Réalisé par : M^{elle} Mekaoui Naima

Membre de jury : M^{me} Semahi

M^{elle} Mebrouki Ouissam

M^{me} Yahiaoui

Promotion 2021/2022

Remerciement

On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté et le courage d'entamer et de terminer ce mémoire.

Nous tenue à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promotrice M^{me} Idres de nous avoir encadrée, suivie et soutenue tout au long de ce travail

Nous tenue également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nous tenue à remercier profondément l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation.

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

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Dédicace

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents,

Que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

Ma famille proche,

Pour leurs grands amours et leurs soutiens.

A mes chères camarades,

Pour leurs encouragements et aides.

Ainsi toute la promotion M2 CCI 2021/2022.

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

Sans oublier ma binôme « **Naima** » pour son soutien moral et sa patience au long de ce projet de fin d'étude.

OUISSAM

Dédicace

Je dédie ce projet

A ma chère mère,

A mon cher père

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères et leurs femmes

Pour leurs soutiens moraux et leur conseils précieux tout au long de mes études

A ma chère binôme, « Ouissam »

Pour s'entente et sa sympathie

A mes chères camarades

Pour leurs encouragements et aides

A ma famille proche

Pour leurs grands amours et leurs soutiens.

Ainsi A toute la promotion M2 CCI 2021/2022

NAIMA

Sommaire

Introduction Général

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 : Etude des planchers

III-2 : Calcul de l'acrotère

III-3 : Etude de la poutre de chaînage

III-4 : escalier

III-5 : poutre palière

Chapitre IV : Etude de contreventement

Chapitre V : Modélisation et vérification

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI-1 : Ferrailage des poteaux

VI-2: Ferrailage des poutres

VI-3 : Ferrailage des voiles

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Conclusion

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Figure I-1 : Coupe verticale des escaliers.

Figure I-2 : Schéma descriptif de mur extérieur.

Figure I-3 : Diagramme contraintes- déformations (ELU).

Figure I-4 : Diagramme des contraintes- déformations (ELS).

Figure I-5 : Diagramme contrainte –déformation d'acier.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

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 : Dimension des poutres principale et secondaires.

Figure II-5 : Coupe d'un voile.

Figure II-6 : Vue en plan d'un voile.

Figure II-7 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

Figure II-8 : Présentation d'un planchers étage courant.

Figure II-9 : Présentation du mur extérieur.

Figure II-10 : Présentation du mur intérieur.

Figure II-11 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure II-12 : Surface d'influence du poteau.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Figure III-1 : Schéma statique du treillis soudé.

Figure II-2 : Coupe d'une poutrelle.

Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-4 : Schéma statique de la poutre décomposé.

Figure III-5 : Schéma statique de la travée secondaire.

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

Figure III-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Figure III-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants l'ELS.

Figure III-10 : Section de la poutrelle.

Figure III-2-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III-2-2 : Diagrammes des efforts interne.

Figure III-2-3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.
Figure III-4-1 : Diagramme des efforts tranchant.
Figure III-4-2 : Diagramme des moments fléchissant.
Figure III-4-3 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.
Figure III-4-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
Figure III-5-1 : Constituant d'un escalier.
Figure III-5-2 : Coupe vertical de la volée.
Figure III-5-3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.
Figure III-5-4 : Les diagrammes des efforts internes à l'ELU.
Figure III-5-5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.
Figure III-5-6 : Les diagrammes des efforts internes à l'ELS.
Figure III-6-1 : Schéma statique de la poutre palière.
Figure III-6-2 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.
Figure III-6-3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
Figure III-6-4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.
Figure III-6-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI-1-1 : Délimitation de la zone nodale.
Figure VI-1-2 : Section d'un poteau partiellement comprimé.
Figure VI-2-1 : section rectangulaire doublement armée.
Figure VI-2-2 : plan de repérage des poutres (section).
Figure VI-2-3 : plan de repérages des poutres numérotées.
Figure VI-3-1 : Disposition des armatures verticale dans les voiles
Figure VI-3-2 : plan de repérage des voiles

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Figure VII-1 : Diagramme des contraintes à l'ELU
Figure VII-2 : Diagramme des contraintes à l'ELS
Figure VII-3 : le panneau le plus sollicité
Figure VII-4 : schéma statique de ferrailage du mur plaque

Liste des Tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers utilisés.

Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par l'RPA 2003.

Tableau II.2 : Dimension minimale des voiles.

Tableau II.3 : charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

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

Tableau II.5 : charge permanente du balcon.

Tableau II.6 : charge permanente du Mur extérieur.

Tableau II.7 : charge Permanente du Mur intérieur.

Tableau II.8 : les surcharges d'exploitation données par le DTR.

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II.10: Tableaux récapitulatif de la descente des charges

Tableau II.11 : Récapitulatif des résultats.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires :

Tableaux III-3-1 charge permanente du balcon.

Tableaux III-3-2 charge concentrée du balcon.

Tableau III-5-1 : la charge revenant à la volée.

Tableau III-5-2 : la charge revenant au palier.

Tableau III-5-3 : résultat des effort internes à l'ELU.

Tableau III-5-4 : résultat des effort internes à l'ELS.

Tableaux III-6-1 : Vérification des armatures longitudinales à l'ELS

Chapitre IV : Etude de contreventement

Tableau IV-1 rigidité des poteaux dans le sens X-X

Tableau IV-2 rigidité des poteaux dans le sens Y-Y

Tableau IV-3 rigidité des poutres dans le sens X-X

Tableau IV-4 rigidité des poutres dans le sens Y-Y

Tableau IV-5 rigidité des portiques dans le sens X-X

Tableau IV-6 rigidité des portiques dans le sens Y-Y

Tableau IV-7 rigidité des voiles dans le sens X-X

Tableau IV-8 rigidité des voiles dans le sens Y-Y

Tableau IV-9 l'ensemble de rigidité portique + voiles dans le sens X-X

Tableau IV-10 Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens X-X

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

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Tableau VI-1-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau VI-1-2: les sections des armatures longitudinales.

Tableau VI-1-3 Ferrailage des poteaux à l'ELU

Tableau V-1-4 Détermination des armatures transversaux

Tableau VI-1-5 Vérification des contraintes tangentielle

Tableau VI-1-6 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal

Tableau VI-1-7 : Vérification des contraintes calculées

Tableau VI-2-1 : les sections des armatures longitudinales

Tableau VI-2-2 : Calcul des poutres principales

Tableau VI-2-3 : Calcul des poutres secondaires

Tableau VI-2-4 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS

Tableau VI-2-5 Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Tableau VII.1 : ferrailage du mur plaque

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-1- Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Tableau VIII-2- Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Tableau VII-3- les efforts normaux sous les poteaux

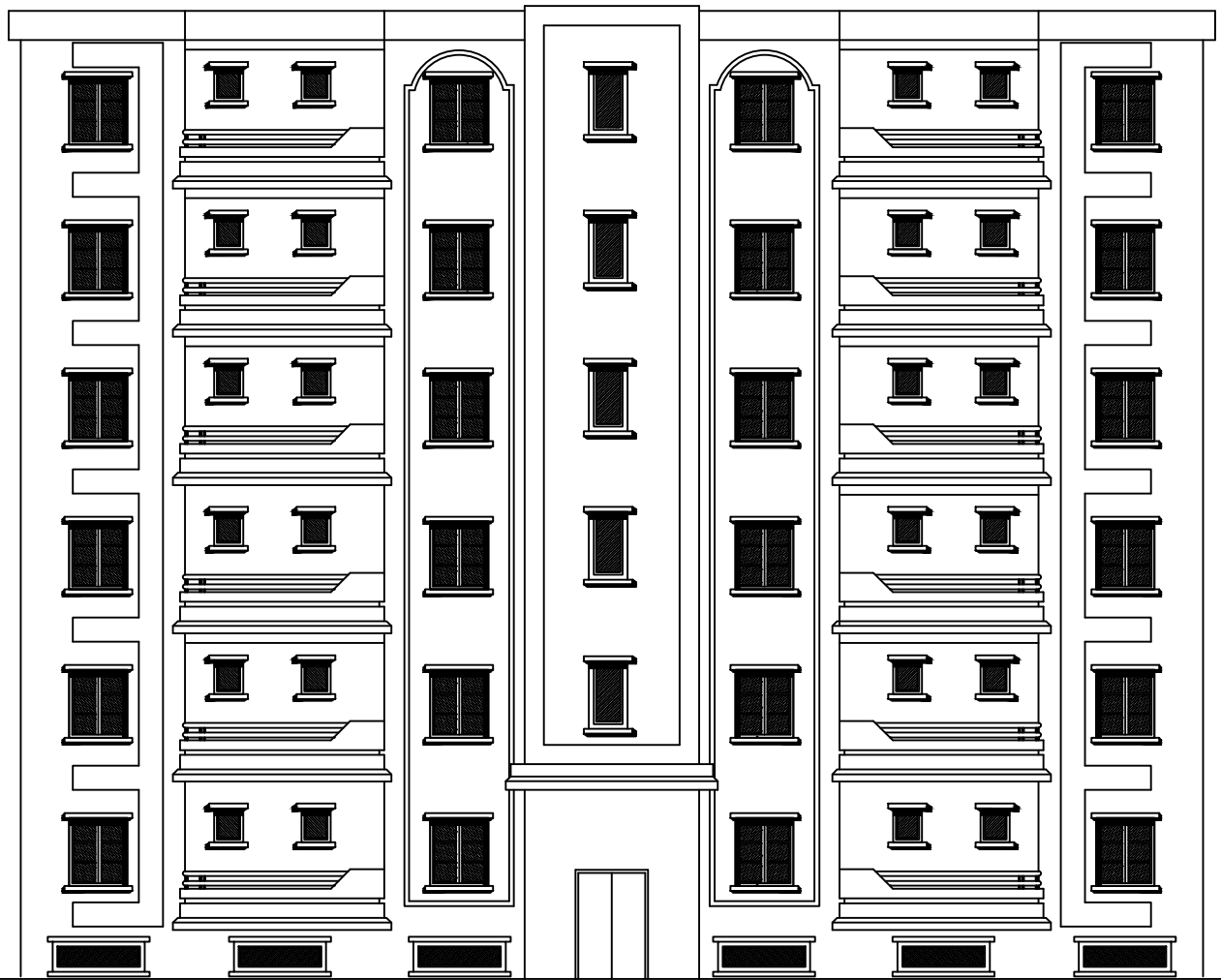
Tableau VIII-4 Vérification des contraintes

Tableau VIII-5 -ferrailage du radier a L'ELU

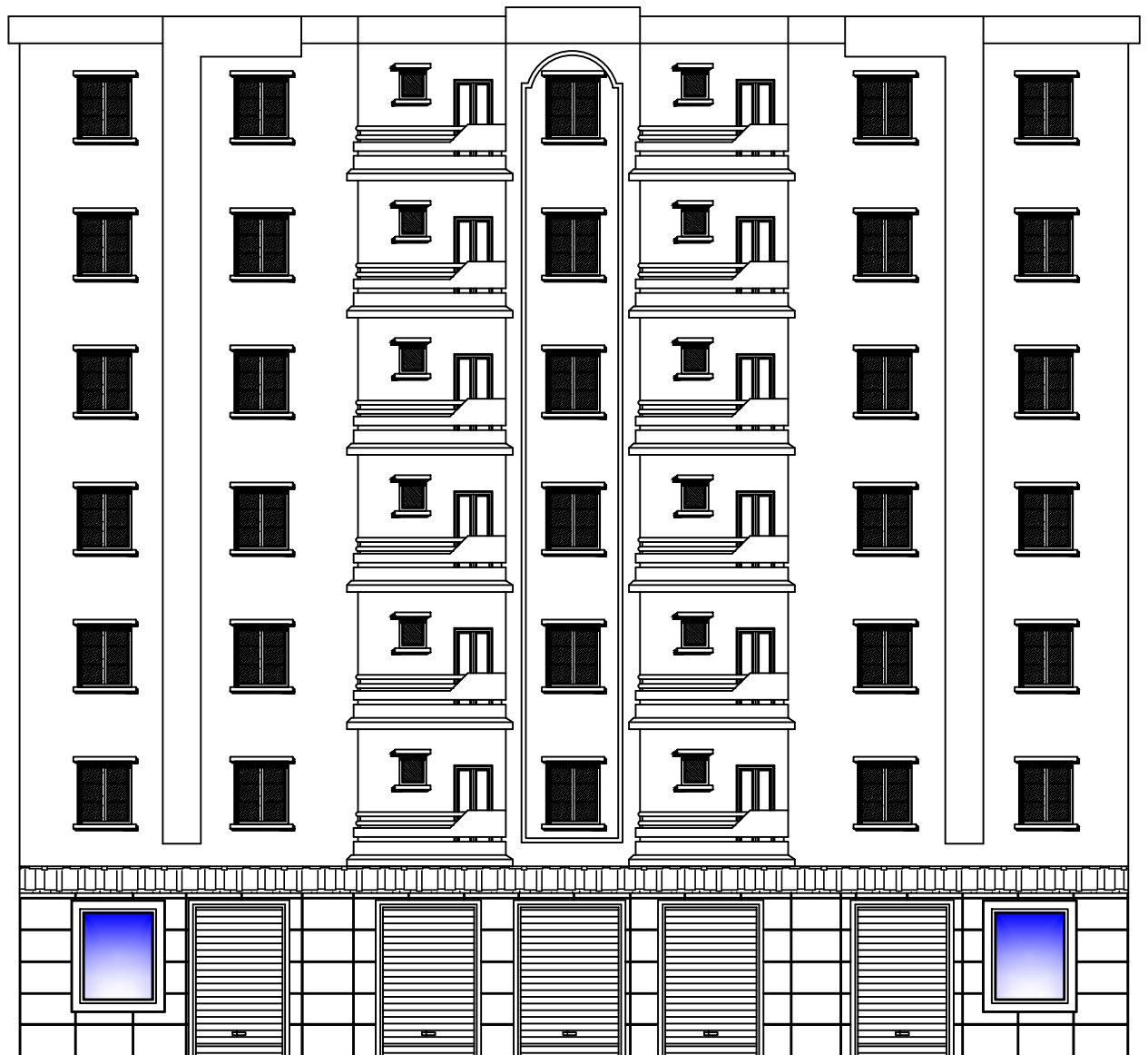
Tableau VIII-6 Détermination des charges dans le sens longitudinal

Tableau VIII-7 Détermination des charges dans le sens transversal

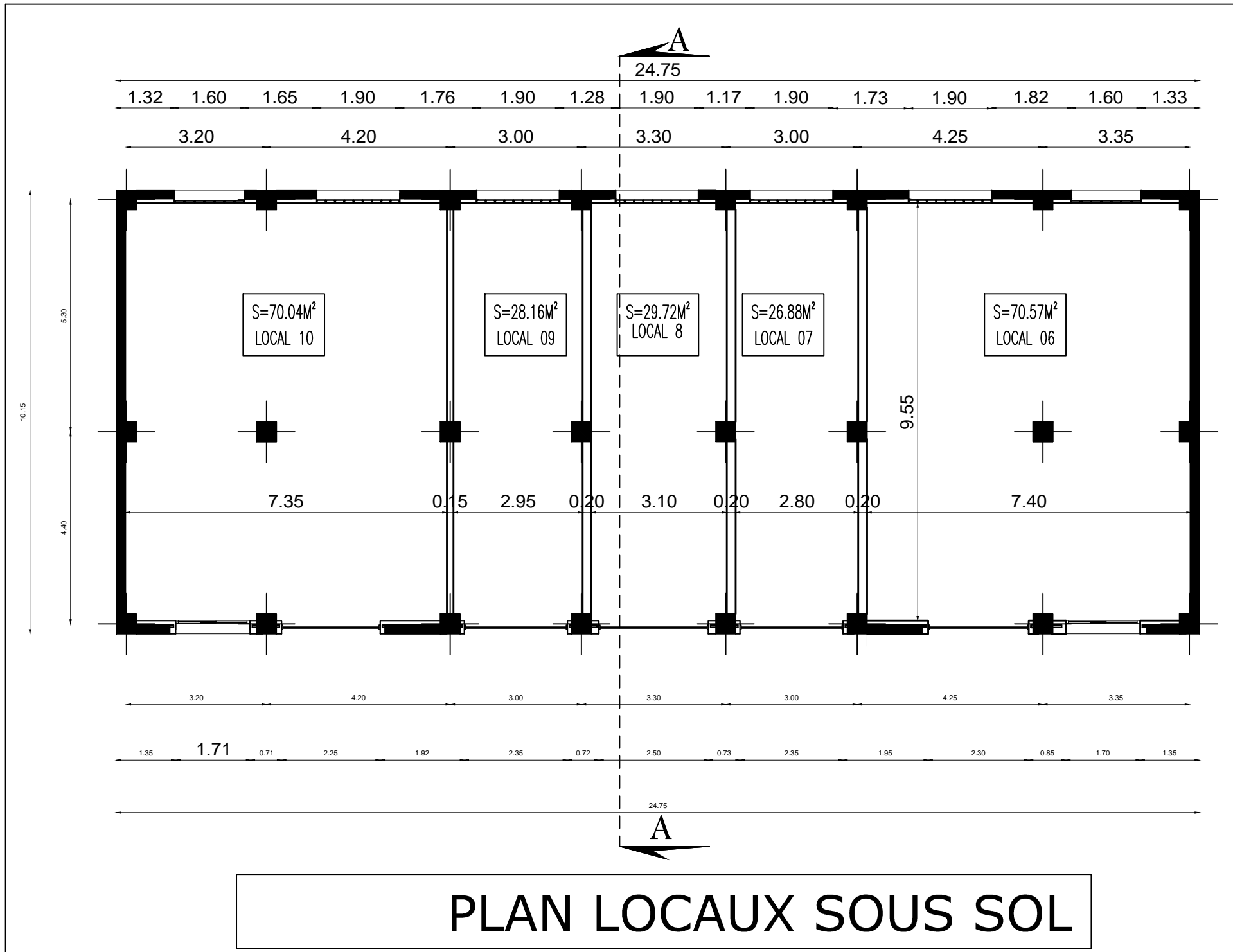
Tableau VIII -8 Ferrailage des nervures a l'ELU

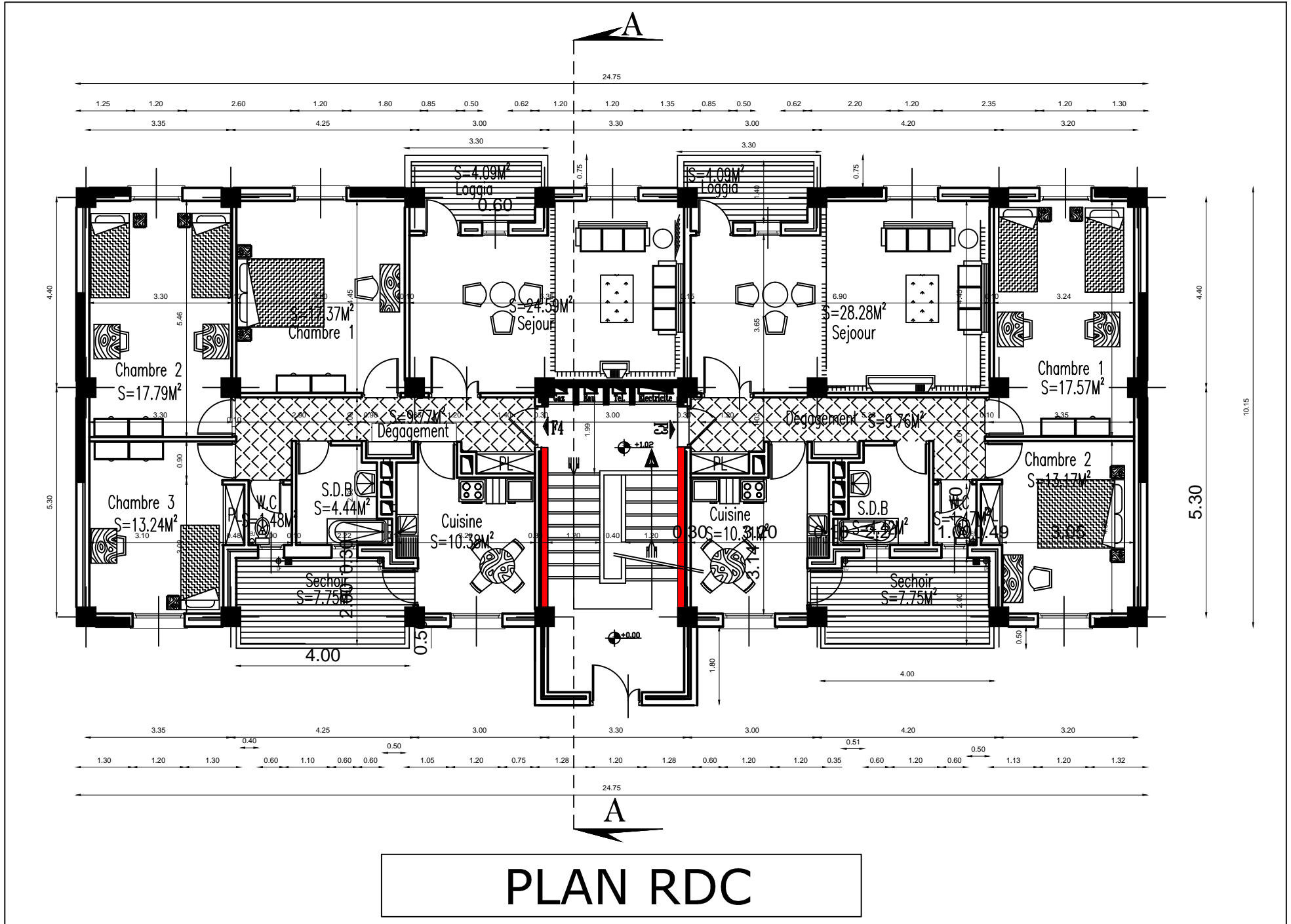


FAÇADE PRINCIPALE

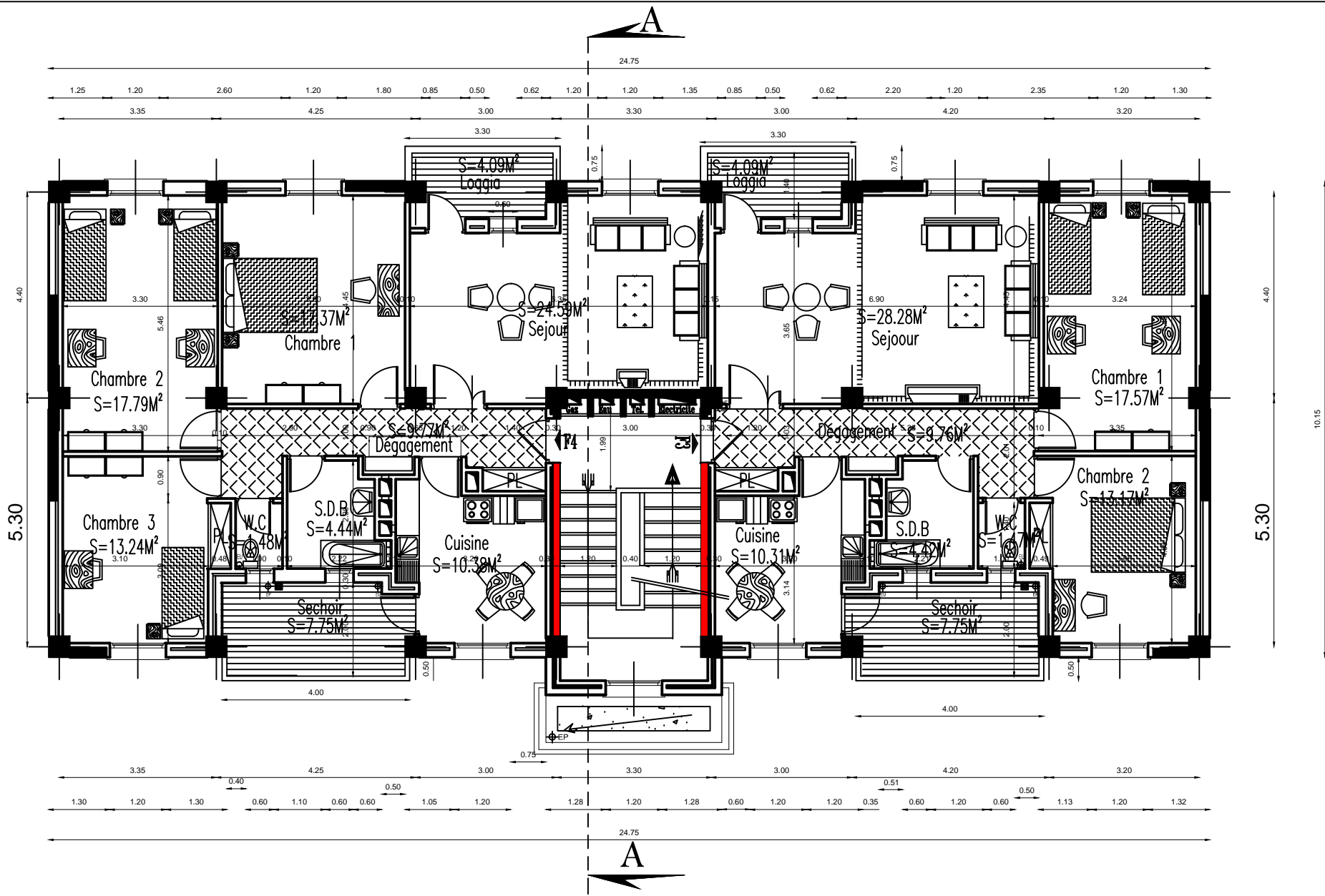


FAÇADE POSTERIEURE

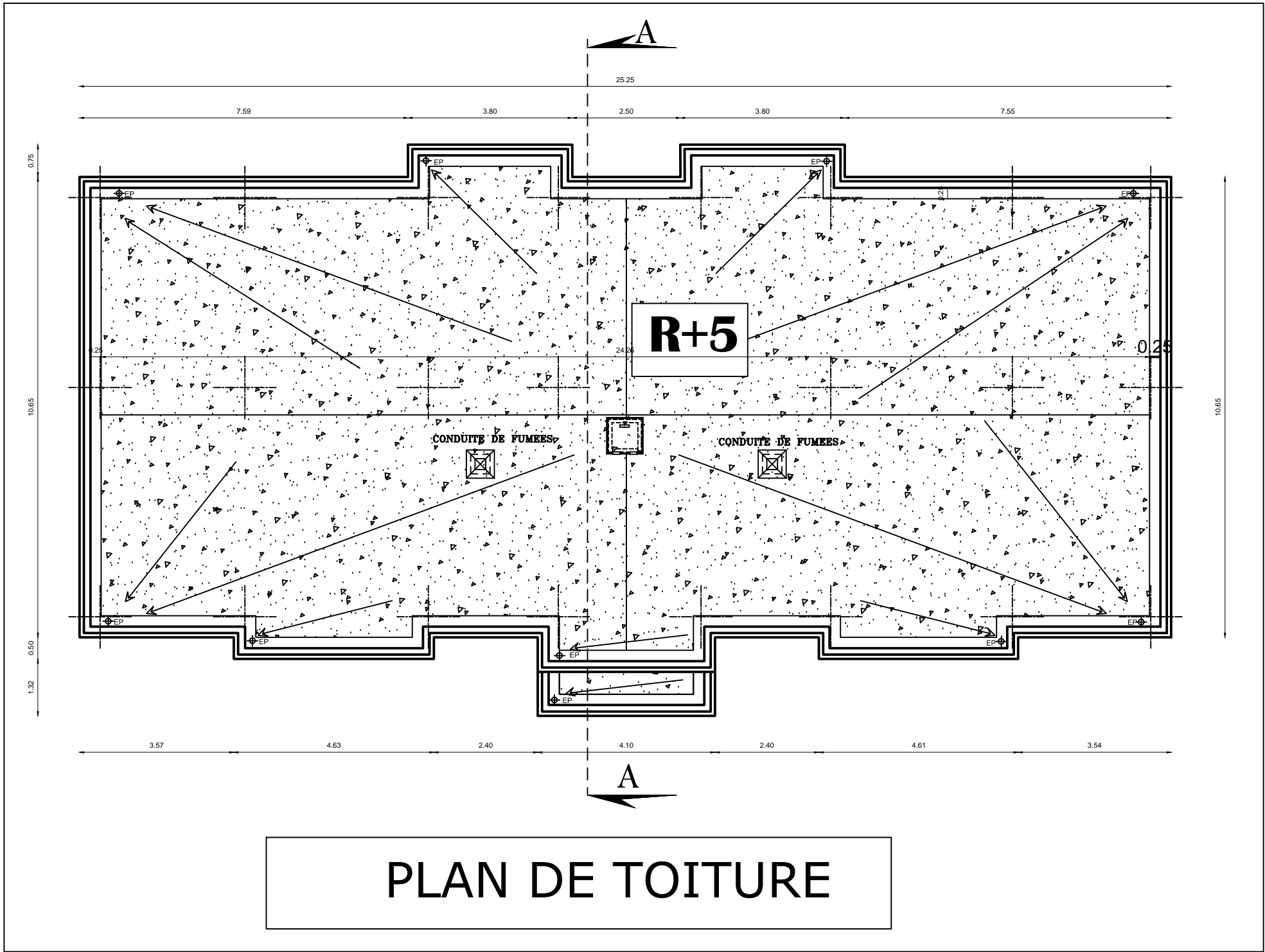


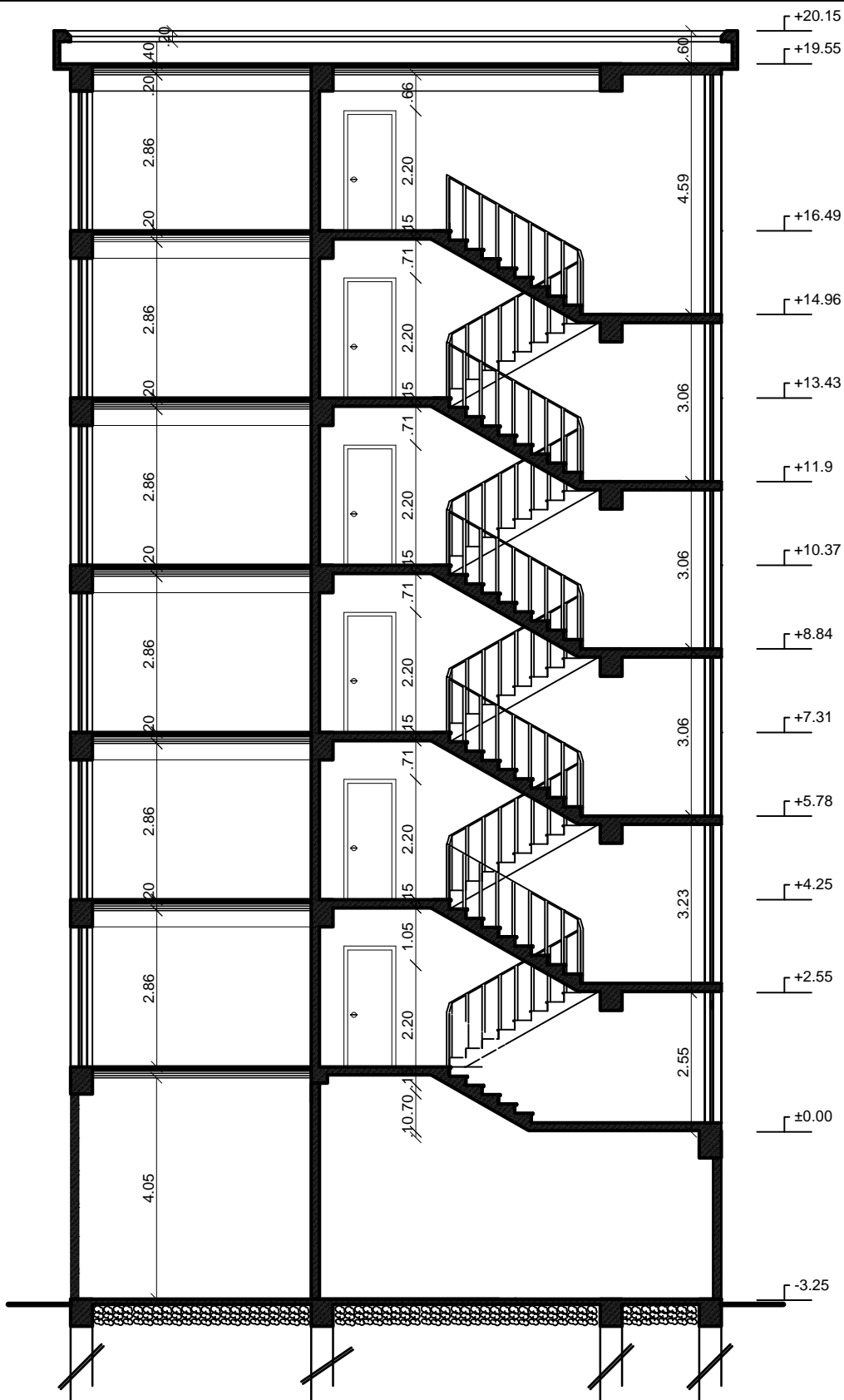


PLAN RDC



PLAN ETAGE COURANT





COUPE A-A

Introduction Générale

Le génie civil est un domaine s'agit de l'urbanisme dont la fonction est de construire et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions 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 : les bâtiments et les travaux publique. les bâtiments incluent :

- Les habitations, les immeubles et les hôtels.
- Les bureaux et les bâtiments administratif.
- Les centres commerciaux ainsi que certaines usines.

L'ingénieur en génie civil est en charge des constructions d'infrastructures et d'ouvrages publics (bâtiments, routes, ponts, aéroports, barrages ...). Il supervise les projets de construction allant de l'appel d'offre jusqu'à sa réalisation. Il réalise les études de l'impact des constructions sur l'environnement et sur l'économie de la zone géographique concernée. En plus de cela, il calcule plusieurs facteurs du projet comme sa faisabilité, la dimension de sa structure, ses contraintes, et les matériaux utilisés, en fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale. Et c'est ce que nous aborderons dans notre projet de fin d'étude pour conclure notre formation et atteint notre objectif d'être ingénieures en génie civil.

Dans ce projet de fin d'étude nous allons traiter un bâtiment qui se compose d'un sous-sol, rez-de-chaussée plus cinq étages.

Cette étude se déroule sur trois parties :

- La première partie concerne la présentation générale du projet, ainsi qu'une conception architecturale décrivant les élément constituant le projet. Ensuite le prédimensionnement de la structure.
- La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver, nous affecteront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :
 - ✓ Les caractéristique vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
 - ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux poutres, poteaux, et voiles.
- Enfin dans le troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations.



Chapitre I
Description de
l'ouvrage

I.1-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 la RPA (version 2003), BAEL, DTU et d'autres références.

I.2-Description de l'ouvrage :

Le travail qui nous est confié par le bureau d'études comprend des calculs

Immeuble résidentiel (sous-sol+R+5)

Cet ouvrage est composé de :

- Un sous-sol à usage commerciale.
- Un RDC à usage d'habitation.
- Cinq (05) étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

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

L'ouvrage est implanté à Si-Mustapha wilaya de Boumerdes, selon classement RPA99 version 2003 est la zone d'activité sismique élevée (zone III).

I.4- Réglementation utilisée :

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

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

I.5-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.5.1-Les dimensions de l'ouvrage en plan sont :**

- Longueur totale : $L=25,25\text{m}$
- Largeur totale : $L=13,22\text{m}$

I.5.2-Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur totale (sans acrotère) : $H= 22,8\text{m}$
- Hauteur d'acrotère : $0,6\text{m}$
- Hauteur du sous-sol : $4,25\text{m}$
- Hauteur du RDC : $3,06\text{m}$
- Hauteur d'étage : $3,06\text{m}$
- La surface de l'ouvrage : $111,60\text{m}^2$

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 surcharges verticales et les charges.

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 plates 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.

Et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- **Voiles périphériques**
- **Voiles de contreventements**

- **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.

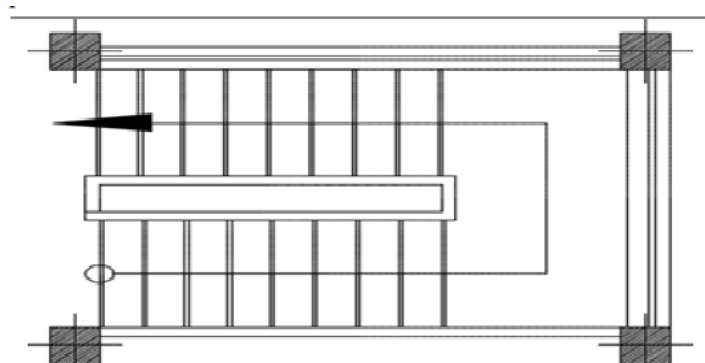


Figure1: coupe verticale des escaliers

- **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.

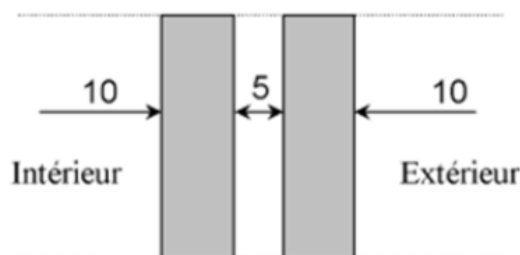


Figure12: Schéma descriptif du mur extérieur

- **Murs intérieurs** : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur
- **La terrasse** : Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.
- **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 sans tassement ni 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.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 99version 2003et CBA93).

- On a une contrainte admissible du sol égale 2bar

I.7.1-Béton

a) définition : 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 mesuré à l'âge de 28 jours dite valeur requise.

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 cm^2).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,46 + 0,83j)} f_{c28} \text{ en Mpa; si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} f_{c28} \text{ en Mpa ; si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Avec :

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

J : Nombre de jours.

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

On adoptera $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ pour notre projet

c) Résistance caractéristique à la traction :

Selon ART / A – 2.1, 12. BAEL 91 modifié99 la résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

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

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

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

d) Contrainte à la compression :

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

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

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 :

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

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.

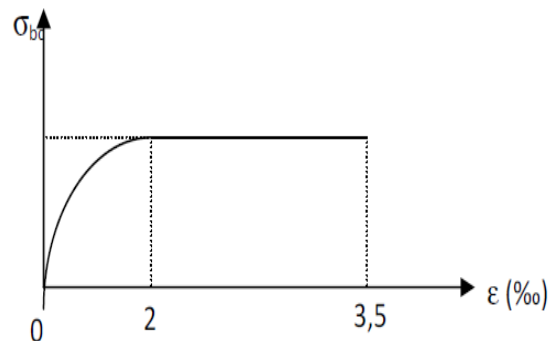


Figure I.3: Diagramme contraintes- déformations (ELU)

d.2-ELS (Etat Limite service) :

Contrainte limite de service à la compression du béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

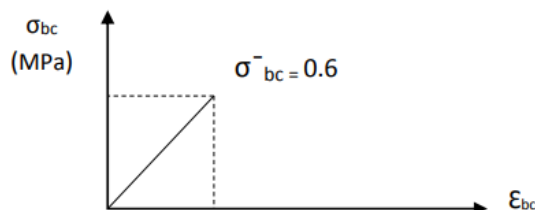


Figure I.4-Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

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

$$\tau_u = \min[0, 15f_{c28}; 5 \text{ Mpa}] = 3,75 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$\tau_u = \min[0, 2f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$ 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 (**Figure I.4**)

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

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 :

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

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

e.2-**Module de déformation transversale :**

Module de déformation transversale est donné 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 :**

C'est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (\text{BAEL91modifie99/A.2.1,21})$$

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

$v = 0$ 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 $f_e = 400$ 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 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{A.4.3.2, BAEL91modifié99}$$

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

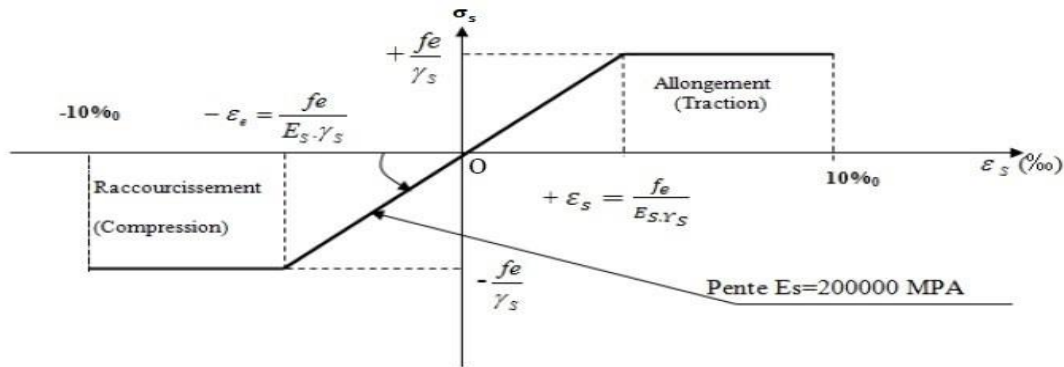


Figure I.5- Diagramme contrainte-déformation

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

$$\sigma_s \leq f_e \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

- **Fissurations préjudiciables :**

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 :

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

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 à :

$$\sigma_s = \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A4.5.32BAEL91 modifiées99})$$

$\eta = 1.6$ pour les adhérences de diamètre > 06 mm.

$\eta = 1.3$ pour les adhérences de diamètre < 06 mm.

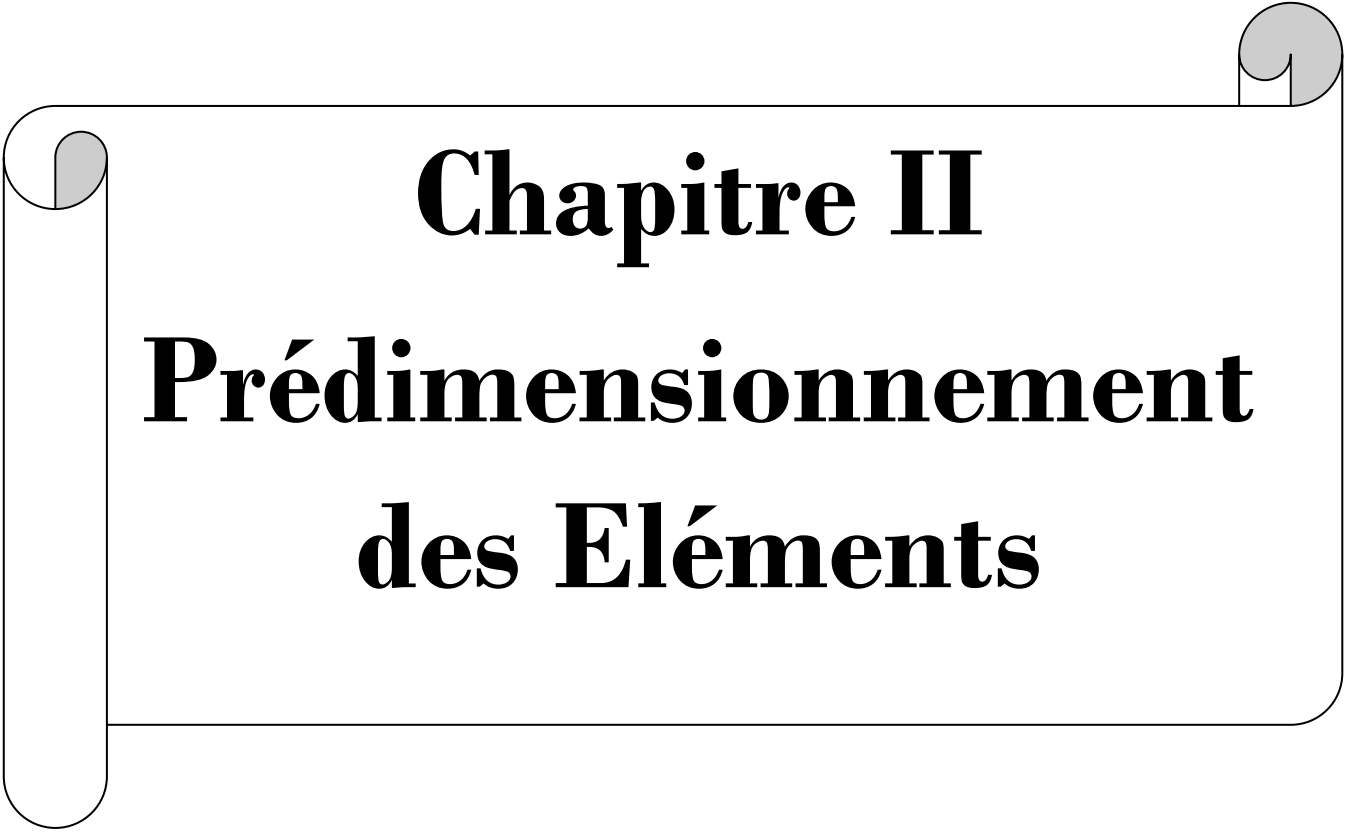
$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

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 :

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

A decorative frame resembling a scroll, with a black outline and rounded corners. The top-left and top-right corners feature a grey scroll-like element. The text is centered within the frame.

Chapitre II
Prédimensionnement
des Eléments

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.

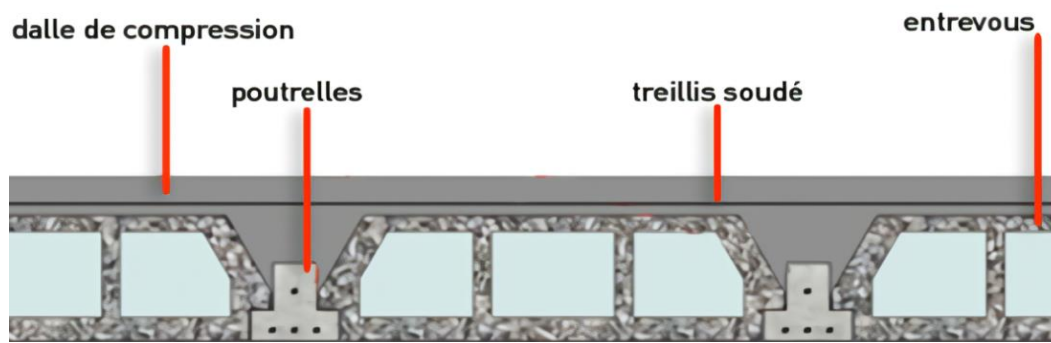


Figure II-1 : coupe d'un plancher en corps creux

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.

$$L_{max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t > \frac{395}{22,5} = 17.555 \text{ cm. On prend } h_t = 20 \text{ cm}$$

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.

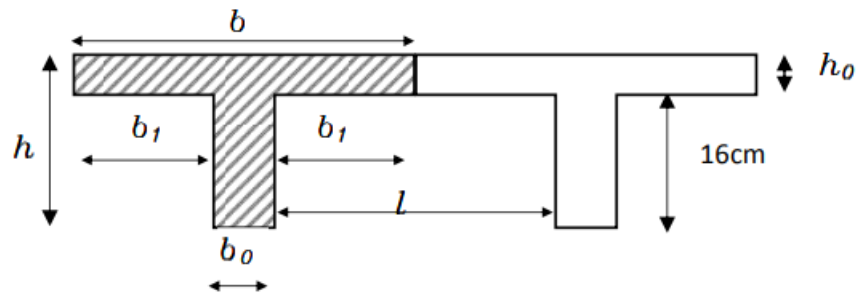


Figure II-2- coupe d'une poutrelle

Selon le **CBA93** :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_x}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_x}{2} \end{cases}$$

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

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

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

$$L_x = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

$L = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{395}{10} = 39,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{395}{2} = 131,6 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

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 :

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

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

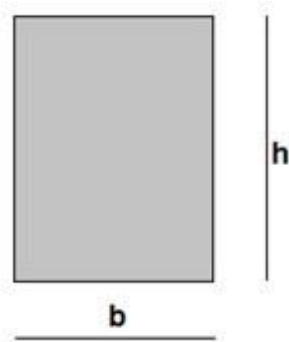


Fig II.3 dimension de la poutre

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'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

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

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

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

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles

$$L=530-30=500cm$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \quad \rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \quad \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

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

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

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

$$L=425-30=395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \quad \rightarrow 26,33 \leq h \leq 39,5 \text{ soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{soit } b = 20 \text{ cm}$$

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

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20cm$	25cm	20cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,6	1,7	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 (20x35) cm²**



Fig II.4 dimension des poutres principales et secondaires

➤ **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'autres murs ou par des portiques.

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

$$a = h_e / e_p$$

Avec : a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre de l'étage.

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

- **Pour le sous-sol :**

$$h_e = 405 \text{ cm}$$

$$a = 405 / 20 = 20,25 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur **a = 20 cm** pour le sous-sol.

- **Pour le RDC :**

$$h_e = 286 \text{ cm}$$

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

On adopte une épaisseur **a = 20 cm**

pour le RDC

• **Pour l'étage courant :**

$$h_e = 286 \text{ cm}$$

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

On adopte une épaisseur **a = 20 cm**

pour les étages courant.

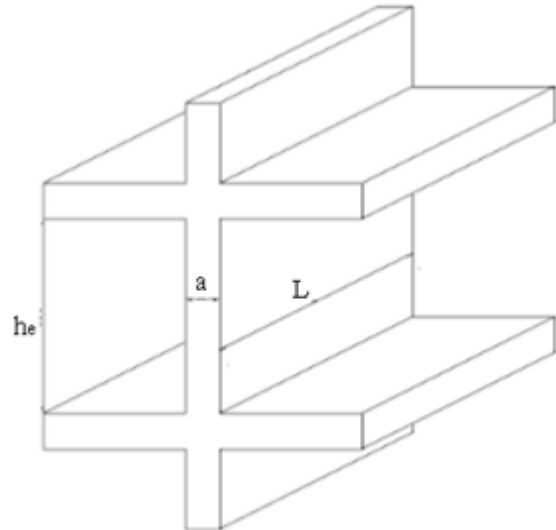


Figure II.5 coupe d'un voile

Vérification :

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

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

Avec :

L_{\min} : portée du voile.

$$L_{\min} = 125 \text{ cm}$$

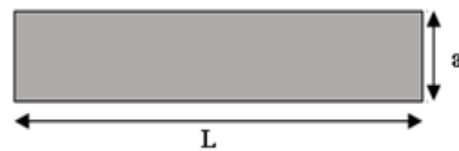


Figure II.6. vue en plan d'un voile

Niveau	h_e [cm]	a [cm]	$L > 4a$
Sous-sol	405	20	Vérifiée
RDC	286	20	Vérifiée
Etages courant	286	20	Vérifiée

Tableau II.2 - dimension minimale des voiles

➤ **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 :

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

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 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III
 - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
 - $1/4 \leq h_1 / b_1 \leq 4$.
- } → (RPA99, A7.4.1)

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

• 1-Charges permanentes :

a) Plancher terrasse inaccessible :

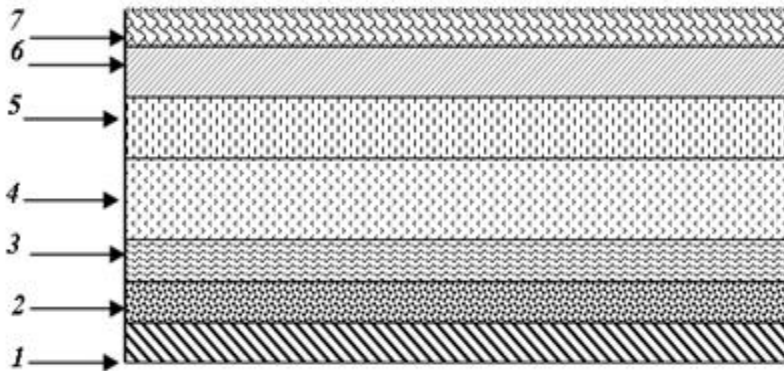


Figure II.7-Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Tableaux II.3-charge permanente du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation des éléments	(KN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
2	Planchers en corps creux (16+4)	14	0,20	2,8
3	Isolation thermique	4	0,04	0,16
4	Feuille de polyane	4	0,04	0,16
5	Forme de pente	22	0,07	1,54
6	Etanchéité multicouches	6	0,020	0,12
7	Couche de gravier	17	0,050	0,85
Totale				G = 5,83

b) Plancher à étage courant, RDC :

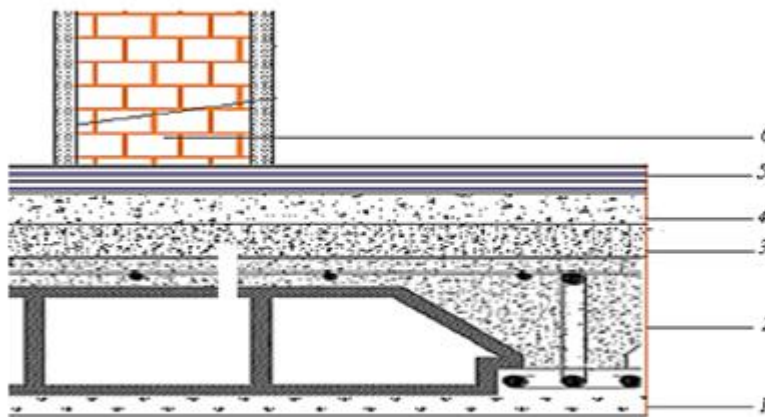


Figure II.8 présentation du plancher étage courant

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

c) Les murs :

- Murs extérieurs :

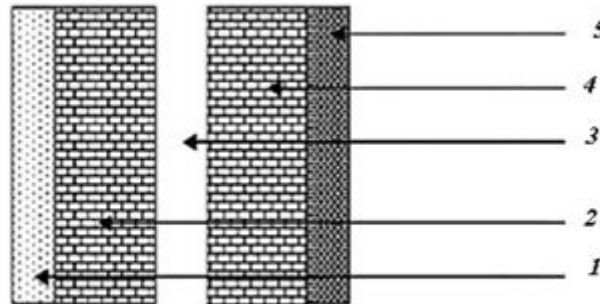


Figure II.9 - Présentation du mur extérieur

Tableaux II.5-charge permanente du mur extérieur

N °	Désignation des éléments	(KN/m ³)	e(m)	Poids (KN/m ²)
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

- Murs intérieurs :

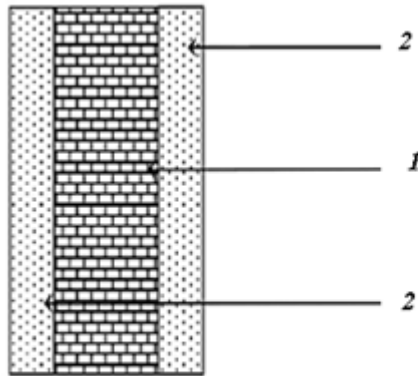


Figure II10 Présentation du mur intérieur

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.7-charge permanente du mur intérieur

d) L'acrotère :

$$G = S \times \rho_{\text{béton}}$$

Avec :

S : surface de l'acrotère.

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

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

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

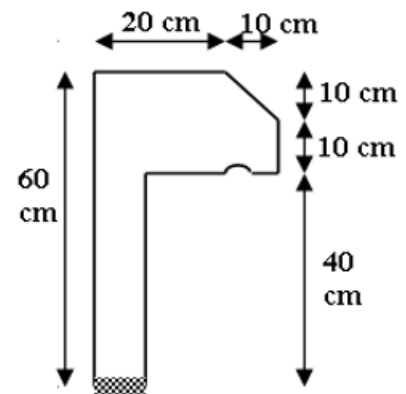


Figure II-11 Coupe verticale de l'acrotère

➤ II-5-2-Descente de charge :

Surface d'influence :

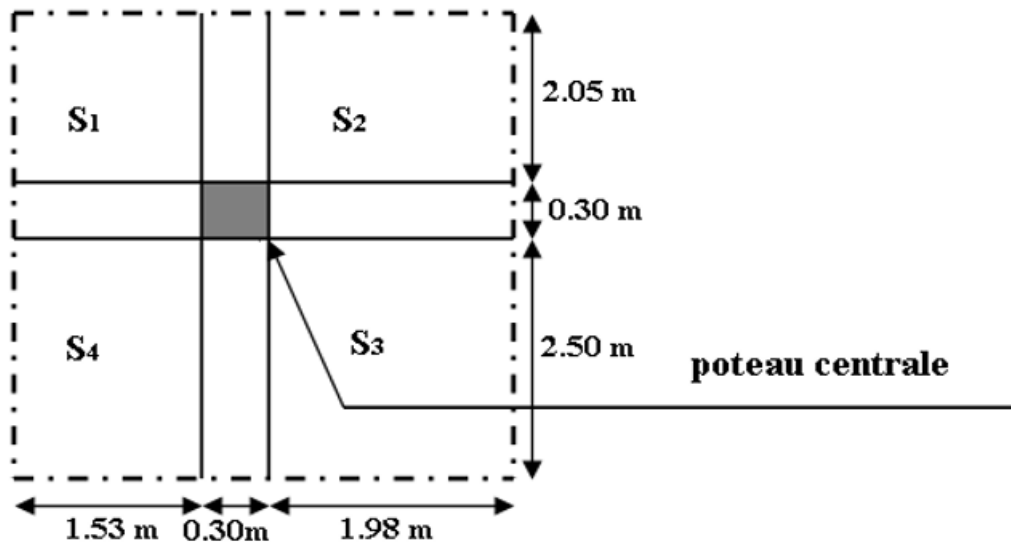


Figure II.12 Surface d'influence du poteau (B2)

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,53 \times 2,05 = 3,14 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,98 \times 2,05 = 4,06 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,98 \times 2,50 = 4,95 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,53 \times 2,50 = 3,83 \text{ m}^2$$

$$S = 15,98 \text{ m}^2$$

-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.8- les surcharges d'exploitation données par le DTR

-Poids propre des éléments :

Plancher terrasse : $G \times S = 5,83 \times 15,98 = 93,16 \text{KN}$.

Plancher étage courant : $G \times S = 5,1 \times 15,98 = 81,5 \text{KN}$.

-Poutres :

-Poutres principales : $\rho \times b \times h \times (2,05+2,5) = 25 \times 0,25 \times 0,4 \times 4,55 = 11,375 \text{KN}$.

-Poutres secondaires : $\rho \times b \times h \times (1,53+1,98) = 25 \times 0,20 \times 0,35 \times 3,51 = 6,143 \text{KN}$.

-Poids poutres principales + poids poutres secondaires = **17,52KN**

-Poteaux :

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

b = 30cm.

h = 30cm

-Poteaux sous-sol : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 4,25 = 9,56 \text{KN}$.

-Poteaux RDC : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 6,88 \text{KN}$.

-Poteaux étage courant : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times 3,06 = 6,88 \text{KN}$

-Surcharge d'exploitation :

Sous-sols : $Q_7 = Q \times S = 5 \times 15,98 = 79,98 \text{KN}$.

Etage courant et RDC : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q \times S = 1,50 \times 15,98 = 23,97 \text{KN}$.

Terrasse inaccessible : $Q_0 = Q \times S = 1,00 \times 15,98 = 15,98 \text{KN}$

-Loi de dégression des surcharges :

$$\sum 0 = Q_0$$

$$\sum 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

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

Q₀: surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

Niveau	Terrasse	5	4	3	2	1	Rdc	S-sol
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714

Tableaux II.9-Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Terrasse : $Q_0=15,98$ KN

Niveau 05 : $Q_0+Q_1=15,98+23,97=39,95$ KN

Niveau 04 : $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2) =15,98+0,95 (23,97 \times 2) =61,52$ KN

Niveau 03 : $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) =15,98+0,90 (23,97 \times 3) =80,70$ KN

Niveau 02 : $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =15,98+0,85 (23,97 \times 4) =97,48$ KN

Niveau 01 : $Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =15,98+0,80 (23,97 \times 5) =111,86$ KN

Niveau RDC :

$Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =15,98+0,75 (23,97 \times 6) =123,85$ KN

Niveau Sous-sol :

$Q_0+0,714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =15,98+0,714 (23,97 \times 6+97,98) =188,62$ K

Ni	Charges Permanentes (KN)					Charges D'exploitation	Effort normal (KN)	Section (Cm ²)	
	G plancher	G poutre	G poteaux	G total	G cumulé			Q cumulé	N=Gc+Qc
Terrasse	93,16	17,52		110,68	110,68	15,98	126,66	84,44	
5	81,49	17,52	6,88	105,89	216,57	39,95	256,52	171,01	35×35
4	81,49	17,52	6,88	105,89	322,46	61,52	383,98	255,98	35×35
3	81,49	17,52	6,88	105,89	428,35	80,70	509,05	339,36	35×35
2	81,49	17,52	6,88	105,89	534,24	97,48	631,72	421,15	40×40
1	81,49	17,52	6,88	105,89	640,13	111,86	751,99	501,33	40×40
RDC	81,49	17,52	6,88	105,89	746,02	123,85	869,87	5579,9	40×40
Sous-sol	81,49	17,52	9,56	105,89	851,91	188,62	1040,53	693,75	45×45

Tableaux II.10-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 (III) doivent satisfaire les conditions suivantes

-Pour le sous-sol (poteau 45×45) :

Min (b, h) =45≥30cmCondition vérifiée.

Min (b, h) =45 ≥he/20 =425/20 =21,25cm.....Condition vérifiée.

1/4<45/45<4 ⇒ 0.25<1<4Condition vérifiée.

-Pour RDC et 1^{ère} ; 2^{ème} étages (poteau 40×40) :

Min (b, h) =40≥30cmCondition vérifiée.

Min (b, h)=40≥he/20 =306/20=15,3 cmCondition vérifiée.

$$1/4 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Pour 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} étages (poteau 35×35) :

$$\text{Min (b, h) = } 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (b, h) = } 35 \geq h_e/20 = 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$1/4 < 35/35 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **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 élancé suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ 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.

l_0 : 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 ($I = bh^3/12$)

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

-Pour le sous-sol (poteau 45×45) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 425}{45} = 25,76 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Pour le RDC et 1^{ère} ; 2^{ème} étages (poteau 40×40) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 21,20 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Pour 3^{ème} ; 4^{ème} ; 5^{ème} étages (poteau 35×35) :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 24,73 \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

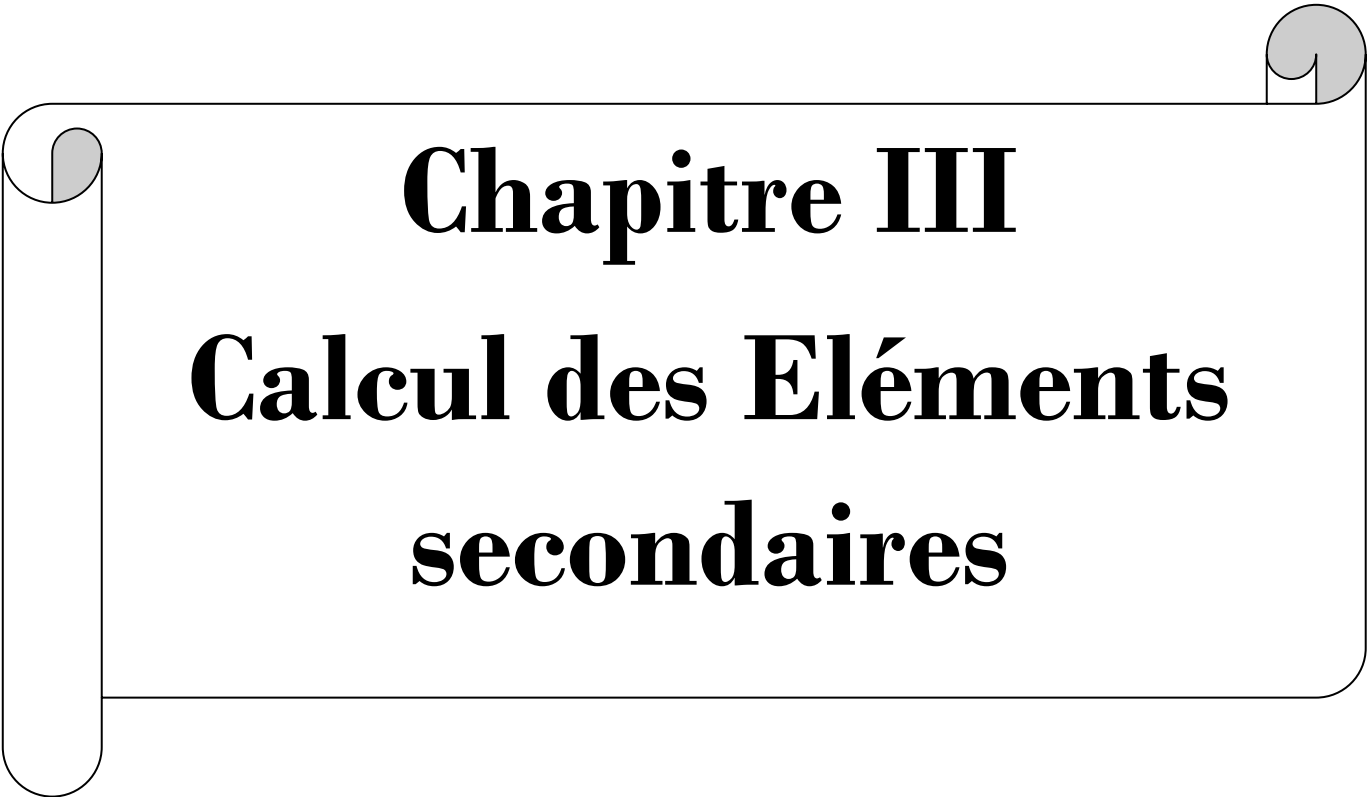
Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement

Conclusion :

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

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 principales	$(25 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutres secondaires	$(20 \times 35) \text{ cm}^2$
Epaisseur des voiles	Sous-sol	$a = 20 \text{ cm}$
	RDC	$a = 25 \text{ cm}$
	Etages courant	$a = 20 \text{ cm}$
Section des poteaux	Sous-sol	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	RDC ; 1 ^{ère} ; 2 ^{ème}	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableaux II.11-Récapitulatif des résultats

A decorative graphic of a scroll with a black outline and a light gray shadow. The scroll is unrolled in the middle, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the unrolled portion.

Chapitre III
Calcul des Eléments
secondaires

III-1- Etude des planchers :

Notre projet est constitué d'un seul type de planchers (16+4) qui est en corps creux qui se compose de :

- Les entrevous ou corps creux.
- Les poutrelles préfabriquer en béton armée.
- La dalle de compression.

1-a) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520), le ferrailage de la dalle de compression se fait par la formule suivante

(BAEL Art B 68.423) :

-les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times I'}{f_e}$$

I' : la distance entre nus de deux poutrelles. $50 \text{ cm} < I' < 80 \text{ cm}$

f_e : Limite d'élasticité des barres. $f_e = 520 \text{ Mpa}$

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

Soit : $A_{\perp} = 5 \text{ HA } 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

On adopte un espacement de : $e = 20 \text{ cm}$

-les armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 5 \text{ HA } 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

On adopte un espacement de : $e = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé (TLE 520), de $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$

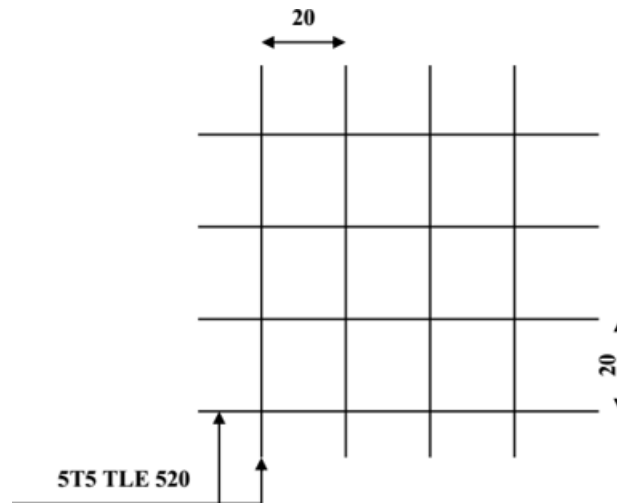


Figure III-1-Schéma statique du treillis soudé

1-b) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément repart, le calcul se fait en deux étapes : avant et après collage du béton.

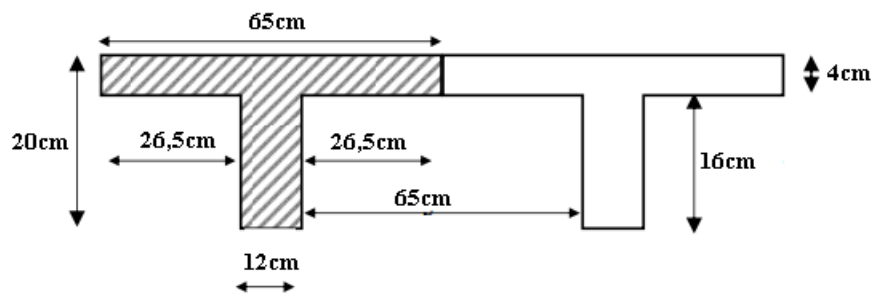


Figure II-2- coupe d'une poutrelle

➤ Avant coulage du béton :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur ses deux extrémités elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux est la surcharge de l'ouvrier

- Calculer les charges et les surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kn/ml}$ $G_{\text{Tot}} = 0,74 \text{ kn/ml}$

- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kn/ml}$

- surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kn/ml}$ $\Rightarrow Q_{\text{Tot}} = 1 \text{ kn/ml}$

- Ferraillage a l'ELU :

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ kn/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

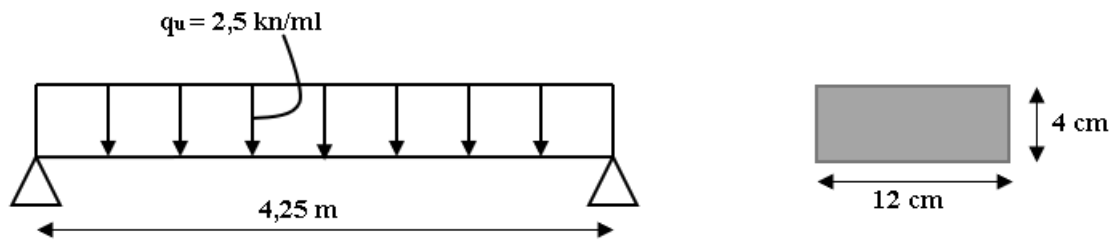


Figure III-3- Schéma statique de la poutrelle

$$M_u = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,25^2}{8} = 5,64 \text{ kn.m}$$

- Calculer l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q l}{2} = \frac{2,5 \times 4,25}{2} = 5,31 \text{ kn}$$

- Calculer les armatures :

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

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

$$d = h_0 - c \text{ (hauteur utile)}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{5,64 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,27 > 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée}$$

Conclusion :

Vu que la section des poutrelles est très petite (**12x4**), il est impossible de placer les armatures comprimées et tendues, donc on prévoit des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage du béton, et d'une manière que les armatures comprimées ne soient nécessaires.

➤ Après coulage du béton :

Les poutrelles sont calculées sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation auxquelles elles sont soumises et travailleront en Flexion Simple, dans se cas la poutrelle est considéré comme étant une poutre continue de section en **T**, reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement a ses deux extremités appuis de rive, et les autres comme appuis simple.

- **Poids du plancher :**- Plancher RDC :

$$\text{Charge permanente : } G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ kn/ml}$$

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

- Plancher étage courant :

$$\text{Charge permanente : } G = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{ kn/ml}$$

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

- Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{Charge permanente : } G = 5,83 \times 0,65 = 3,789 \text{ kn/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kn/ml}$$

- **Combinaison de charge :**- Plancher RDC :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 0,975 = 5,94 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3,315 + 0,975 = 4,29 \text{ kn/ml}$$

- Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times 3,315 + 1,5 \times 0,975 = 5,94 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3,315 + 0,975 = 4,29 \text{ kn/ml}$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times 3,789 + 1,5 \times 0,65 = 6,09 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3,789 + 0,65 = 4,439 \text{ kn/ml}$$

⇒ On remarque que le chargement du plancher terrasse inaccessible représente le cas le plus défavorable. Alors on utilisera ces chargements pour obtenir les mêmes ferrailages pour les autres niveaux.

- **Choix de la méthode :**

La détermination des effort interne su basé sur trois méthode essentielle tel que :

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

➤ **Méthode forfaitaire :**

- **Principe de la méthode :**

Elle consiste à déterminer des valeurs maximales a des moments maximaux sur appuis M_w , M_e et des moments en travée M_t , à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est-à-dire la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Vérification des conditions applicable de la méthode (BAEL 91 modifié 99/article B.2.210).**

✓ La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m2

$$Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN / ml})$$

$$Q = 1,5 \leq \max (2 \times 8,7 ; 5 \text{ KN / ml}) = 17,4 \text{ kn/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
=> **condition est vérifiée.**

✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\left. \begin{aligned} L_1/L_2 &= 3,05/3,95 = 0,772 \\ L_2/L_3 &= 3,95/2,70 = 1,462 \end{aligned} \right\}$$

Condition non verifier.

✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition verifier.**

⇒ Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors nous appliquons la méthode des trois moments.

➤ **Principe de la méthode des trois moments :**

La méthode consiste à découper une poutre continue en travées indépendantes, et faire introduire des moments sur appuis (M_i) comme des inconnus hyperstatiques.

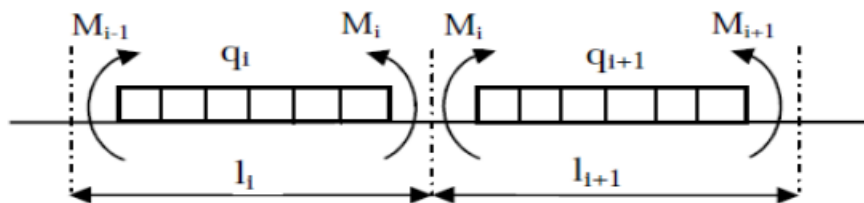


Figure III-4- Schéma statique de la poutre décomposée

- **Moment aux appuis :**

$$M_{(i-1)}L_i + 2M_i(L_i + L_{(i+1)}) + M_{(i+1)}L_{(i+1)} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{(i+1)} L_{(i+1)}^3}{4}$$

Avec :

M_{i-1} ; M_i ; M_{i+1} sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis : **i-1 ; i ; i+1**.

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

q_i: Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge (**q_i = q_{i+1}**).

On pose : **M₀=0** et **M₈=0**

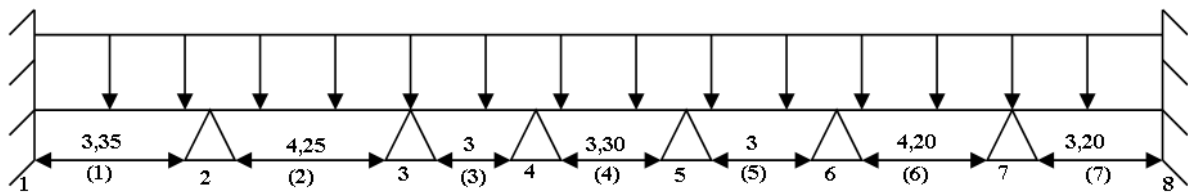


Figure III-5 Schéma statique de la travée secondaire

Appuis	L _i (m)	L _{i+1} (m)	q _i =q _{i+1} (kn/ml)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1}$ $= -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{(i+1)} L_{(i+1)}^3}{4}$	M _i (kn.m)
1	0	3,35	6,09	6,7M ₁ + 3,35M ₂ = -57,24	-4,36
2	3,35	4,25	6,09	3,35M ₁ + 15,2M ₂ + 4,25M ₃ = -174,11	-8,36
3	4,25	3,00	6,09	4,25M ₂ + 14,2M ₃ + 3M ₄ = -157,98	-7,71
4	3,00	3,30	6,09	3M ₃ + 12,6M ₄ + 3,30M ₅ = -95,82	-4,41
5	3,30	3,00	6,09	3,30M ₄ + 12,6M ₅ + 3M ₆ = -95,82	-5,13
6	3,00	4,20	6,09	3M ₅ + 14,4M ₆ + 4,20M ₇ = -153,91	-5,45
7	4,20	3,20	6,09	4,20M ₆ + 14,8M ₇ + 3,20M ₈ = -162,09	-8,65
8	3,20	0	6,09	3,20M ₇ + 6,4M ₈ = -49,89	-3,47

Tableaux III-1- Moments fléchissant aux appuis

Remarque : Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, et de tenir compte du semi encastrement on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

$$M_1 = -4,36 - [1/3 \times (-4,36)] = -2,91 \text{ kn.m}$$

$$M_2 = -8,36 - [1/3 \times (-8,36)] = -5,57 \text{ kn.m}$$

$$M_3 = -7,71 - [1/3 \times (-7,71)] = -5,14 \text{ kn.m}$$

$$M_4 = -4,41 - [1/3 \times (-4,41)] = -2,94 \text{ kn.m}$$

$$M_5 = -5,13 - [1/3 \times (-5,13)] = -3,42 \text{ kn.m}$$

$$M_6 = -5,45 - [1/3 \times (-5,45)] = -3,63 \text{ kn.m}$$

$$M_7 = -8,65 - [1/3 \times (-8,65)] = -5,77 \text{ kn.m}$$

$$M_8 = -3,47 - [1/3 \times (-3,47)] = -2,31 \text{ kn.m}$$

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i=q_{i+1}$ (kn/ml)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1}$ $= -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{(i+1)} L_{(i+1)}^3}{4}$	M_i (kn.m)
1	0	3,35	6,09	$6,7M_1 + 3,35M_2 = -57,24$	-2,91
2	3,35	4,25	6,09	$3,35M_1 + 15,2M_2 + 4,25M_3 = -174,11$	-5,57
3	4,25	3,00	6,09	$4,25M_2 + 14,2M_3 + 3M_4 = -157,98$	-5,14
4	3,00	3,30	6,09	$3M_3 + 12,6M_4 + 3,30M_5 = -95,82$	-2,94
5	3,30	3,00	6,09	$3,30M_4 + 12,6M_5 + 3M_6 = -95,82$	-3,42
6	3,00	4,20	6,09	$3M_5 + 14,4M_6 + 4,20M_7 = -153,91$	-3,63
7	4,20	3,20	6,09	$4,20M_6 + 14,8M_7 + 3,20M_8 = -162,09$	-5,77
8	3,20	0	6,09	$3,20M_7 + 6,4M_8 = -49,89$	-2,31

Tableaux III-2- Moments fléchissant aux appuis corrigés

- Moment aux travées :

$$M_t(x) = \frac{qL_{i+1}}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}x + M_i$$

X :La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql}$$

Travée	L(m)	qu(kn/ml)	M _i (kn.m)	M _{i+1} (kn.m)	M _x	X(m)	M _t (kn.m)
1-2	3,35	6,09	-2,91	-5,57	$-3,05x^2+9,41x-2,91$	1,54	4,35
2-3	4,25	6,09	-5,57	-5,14	$-3,05x^2+10,42x-5,57$	2,14	2,76
3-4	3,00	6,09	-5,14	-2,94	$-3,05x^2+9,87x-5,14$	1,6	2,84
4-5	3,30	6,09	-2,94	-3,42	$-3,05x^2+9,9x-2,94$	1,63	5,09
5-6	3,00	6,09	-3,42	-3,63	$-3,05x^2+9,07x-3,42$	1,49	3,32
6-7	4,20	6,09	-3,63	-5,77	$-3,05x^2+12,28x-3,63$	2,02	8,73
7-8	3,20	6,09	-5,77	-2,31	$-3,05x^2+10,83x-5,77$	1,78	3,84

Tableaux III-3- Moments fléchissant en travée

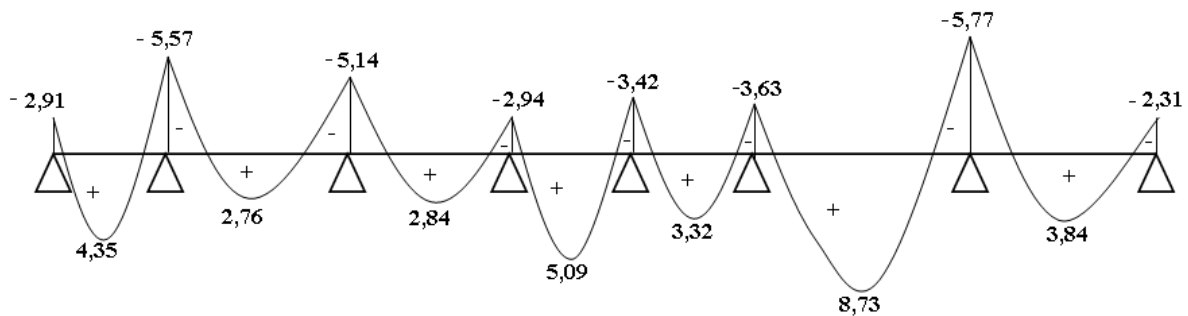


Figure III-6 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

Calculer l'effort tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Travée	L(m)	qu(kn/ml)	M _i (kn.m)	M _{i+1} (kn.m)	V(x) kn	
					X=0	X=L
1-2	3,35	6,09	-2,91	-5,57	9,4	-11
2-3	4,25	6,09	-5,57	-5,14	13,04	-12,84
3-4	3,00	6,09	-5,14	-2,94	9,87	-8,4
4-5	3,30	6,09	-2,94	-3,42	9,9	-10,2
5-6	3,00	6,09	-3,42	-3,63	9,07	-9,2
6-7	4,20	6,09	-3,63	-5,77	12,28	-13,3
7-8	3,20	6,09	-5,77	-2,31	10,83	-8,67

Tableaux III-4- les efforts tranchants

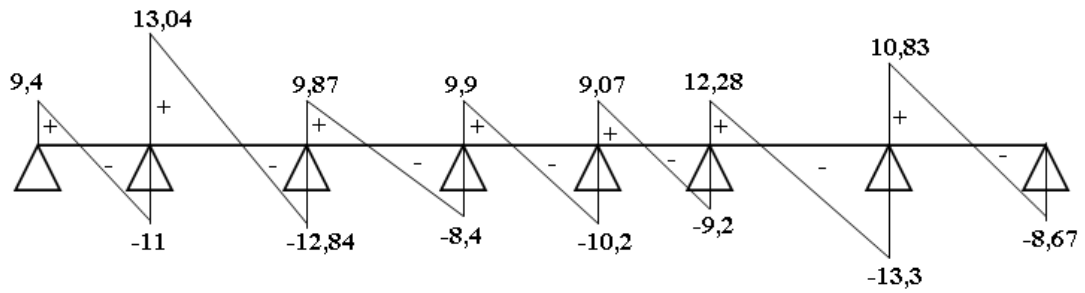


Figure III-7 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

2^{ème} cas :

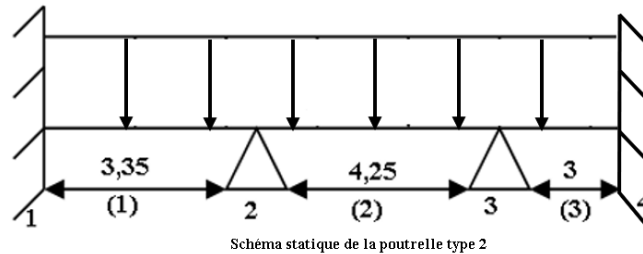


Schéma statique de la poutrelle type 2

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i=q_{i+1}$ (kn/ml)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1}$ $= -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{(i+1)} L_{(i+1)}^3}{4}$	M_i (kn.m)
1	0	3,35	6,09	$6,7M_1 + 3,35M_2 = -57,24$	-4,43
2	3,35	4,25	6,09	$3,35M_1 + 15,2M_2 + 4,25M_3 = -174,11$	-8,22
3	4,25	3,00	6,09	$4,25M_2 + 14,2M_3 + 3M_4 = -157,98$	-8,1
4	3,00	0	6,09	$3M_3 + 6M_4 = -41,11$	-2,8

Tableaux des Moments fléchissant aux appuis

• **Moments corrigés :**

$M_1 = -4,43 - [1/3 \times (-4,43)] = -2,95 \text{ kn.m}$

$M_2 = -8,22 - [1/3 \times (-8,22)] = -5,48 \text{ kn.m}$

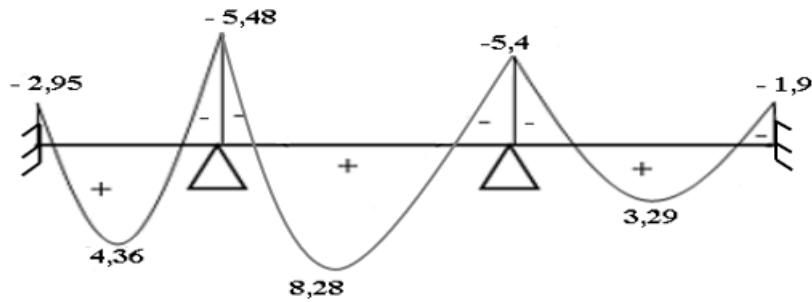
$M_3 = -8,1 - [1/3 \times (-8,1)] = -5,4 \text{ kn.m}$

$M_4 = -2,8 - [1/3 \times (-2,8)] = -1,9 \text{ kn.m}$

• **Moments en travées :**

Travée	L(m)	qu(kn/ml)	M_i (kn.m)	M_{i+1} (kn.m)	M_x	X(m)	M_t (kn.m)
1-2	3,35	6,09	-2,95	-5,48	$-3,05x^2 + 9,45x - 2,95$	1,6	4,36
2-3	4,25	6,09	-5,48	-5,4	$-3,05x^2 + 12,96x - 5,48$	2,12	8,28
3-4	3,00	6,09	-5,4	-1,9	$-3,05x^2 + 10,3x - 5,4$	1,7	3,29

Tableaux des Moments fléchissant en travée



Figur ramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calculer l'effort tranchant :**

Travée	L(m)	qu(kn/ml)	M _i (kn.m)	M _{i+1} (kn.m)	V(x) kn	
					X=0	X=L
1-2	3,35	6,09	- 2,95	-5,48	9,45	-10,96
2-3	4,25	6,09	-5,48	-5,4	12,96	-12,92
3-4	3,00	6,09	-5,4	-1,9	10,3	-7,97

Tableaux des efforts tranchants à l'ELU

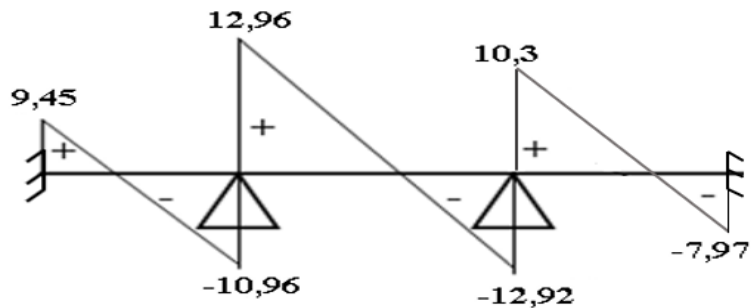


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Conclusion :

$M_{ua}^{max} = 5,77 \text{ kn.m}$

$M_{uT}^{max} = 8,73 \text{ kn.m}$

$V_u^{max} = 13,04 \text{ kn}$

- **Ferraillage a l'ELU :**

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

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

$d = 0,9h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

$M_{uT}^{max} = 8,73 \text{ kn.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0(d - \frac{h_0}{2})f_{bc} \Rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = 59,072 \text{ kn.m} > M_{uT}^{\max} = 8,73 \text{ kn.m}$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression

Donc la section en Té est calculée comme une section rectangulaire de section (b*h)

Avec : b=65 cm ; h=20 cm.

$$\mu = \frac{M_{uT}^{\max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,73 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,029 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$A_{sc}^T = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st}^T = \frac{M_{ua}^{\max}}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{st}^a = \frac{8,73 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Aux appuis :**

On a la table de compression étant entièrement tendue, donc elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b0*h) cm2

$$M_{ua}^{\max} = 5,77 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}^{\max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,77 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,104 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,104 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{sc}^a = 0$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ua}^{\max}}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{st}^a = \frac{5,77 \times 10^5}{0,945 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } A_{st}^T = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_{st}^a = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

(Article A.7.2.2/BAEL91)

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

 $\phi_l^{max} = 1 \text{ cm} \Rightarrow$ diamètre maximale des armatures longitudinale

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; \phi_l^{max} \right) = 0,57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } \phi_t^{max} = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

c) Espacement des armatures transversales :

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

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

$$S_t \leq 16,2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ Les armatures transversales seront réalisées par des étrier $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et d'espacement

$S_t = 15 \text{ cm}$ entre les cadres

• Vérification a l'ELU :▪ Vérification de la condition de non fragilité :

(Article A 4.2.1 BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23 \text{ bd} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

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

Sur appuis :

$$A_{St}^a = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Entravée :

$$A_{St}^T = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

▪ Vérification au cisaillement :

La fissuration est peu nuisible (Article A51.211 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$V_u = V_u^{max} = 13,04 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{13,04 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,11 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots$ Condition vérifier \Rightarrow pas de risqué de cisaillement.

▪ Vérification de la contrainte d'adhérence :

(Article A 6.1BAEL 91)

$$\tau_{se} \leq \bar{t}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s Coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ Pour les barres à haute adhérence

$$\bar{t}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i = n\pi\phi \Rightarrow$ Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,04 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,712 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,712 \text{ Mpa} \leq \bar{t}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifier.

▪ Longueur de scellement droite :

(Article A 61.221 BAEL91)

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

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,712} = 168,54 \text{ mm} = 16,85 \text{ cm}$$

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

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre, les règles de BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal, la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 20 = 8 \text{ cm}$$

▪ L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

a) Appuis de rive :

(Article A 5.1.313 BAEL91)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 13,04 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 180} = 0,402 \text{ Mpa}$$

$$0,8 \times \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$0,402 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifier

b) Appuis intermédiaires :

(Article A 5.1.321 BAEL91)

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9 \times V_u \times d$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$0,9 \times 13,04 \times 0,18 = 2,11 \text{ kn.m}$$

$$M_u = 5,77 \text{ kn.m} > 2,11 \text{ kn.m}$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

▪ **Section minimale d'armatures sur appui :**

(Article A5.1.312 BAEL91)

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \times 13,04 \times 10^3$$

$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifier

▪ **Contrainte minimale de compression sur appuis :**

(Article A 5.1.322 BAEL91)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0,9d} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$0,402 \text{ Mpa} \leq 21,66 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifier

• **Calculer a l'ELS :**

a) **Combinaison de charge :**

$$q_s = 3,789 + 0,65 = 4,439 \text{ kn/ml}$$

b) **Les effort interne :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les résultats de calcul à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_u = 6,09 ; \quad q_s/q_u = 4,439/6,09 = 0,728$$

▪ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ Les moments aux appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
Moments à l'ELS	-2,12	-4,05	-3,74	-2,14	-2,49	-2,64	-4,2	-1,68

Tableaux III-5- Les moments fléchissant aux appuis à l'ELS

➤ Les moments en travée :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Moments à l'ELS	3,17	2	2,07	3,71	2,42	6,36	2,8

Tableaux III-6- Les moments fléchissant en travées à l'ELS

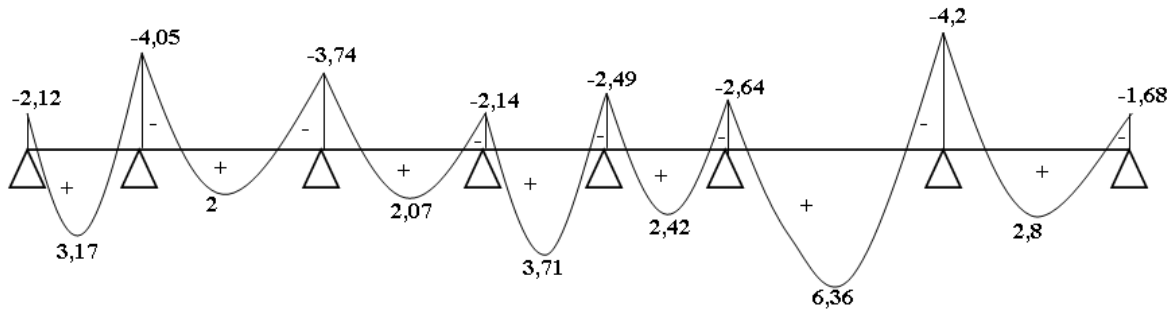


Figure III-8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

▪ **Calcul des efforts tranchant :**

$$V_s = V_u \times 0,728$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Ti	6,84	9,5	7,19	7,21	6,6	8,94	7,88
Ti+1	-8	-9,35	-6,12	-7,43	-6,7	-9,68	-6,3

Tableaux III-7- Les efforts tranchant à l'ELS

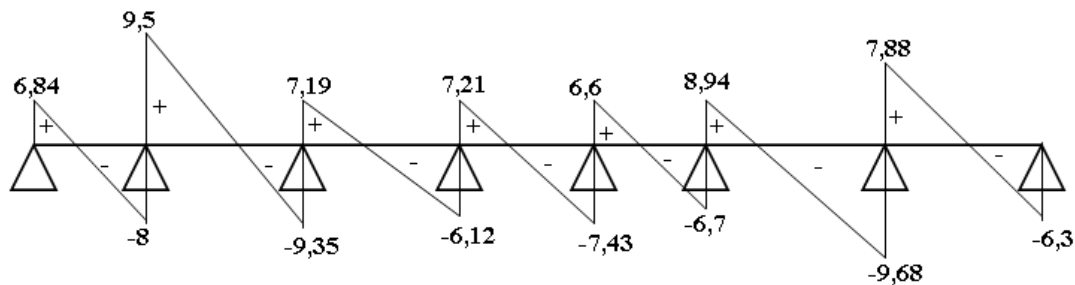


Figure III-9 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Conclusion :

$$M_{sa}^{\max} = -4,2 \text{ kn.m}$$

$$M_{sT}^{\max} = 6,36 \text{ kn.m}$$

$$V_s^{\max} = -9,68 \text{ kn}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications sont définies par référence à une limitation de contrainte en service qui sont :

- État limite de résistance de béton en compression ;
- État limite de déformation ;
- État limite d'ouverture des fissures.
- **État limite de résistance de béton en compression :**

(Article 4.5.2 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \cdot \sigma_{st} ; \sigma_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

a) **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18}$$

$$\rho = 0,727, \beta_1 = 0,876, K_1 = 25,48, M_a = 4,2 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,2 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 169,66 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25,48} \times 169,66 = 6,659 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,659 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

b) **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,57$$

$$\rho = 1,57, \beta_1 = 0,837, K_1 = 15,55, M_a = 6,36 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,36 \times 10^6}{0,843 \times 180 \times 3,39 \times 10^2} = 123,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{15,55} \cdot 123,64 = 8,58 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,58 \text{ Mpa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition n'est vérifier}$$

▪ **État limite de d'ouvertures de fissures :**

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

▪ **État limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche c'est les conditions suivantes sont vérifier : (**Article B 6.5.1 BAEL 91**)

$$\left. \begin{aligned} \checkmark \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \frac{h}{L} &\geq \frac{M_{st}}{10M_0} \\ \checkmark \frac{A_{st}}{b.d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow h : \text{ hauteur de la section de la nervure } h = 20\text{cm.}$$

L : portée libre entre nus d'appuis L = 425 cm

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = \frac{20}{425} &= 0,047 \\ \frac{1}{16} &= 0,063 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{ Condition non vérifier}$$

▪ **Calculer la flèche :**

(Article B6.5.2 BAEL 91)

On doit vérifier que : $f < \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10E_v I_{fv}}$$

L = 425 – 30 = 395cm -porté libre de la poutrelle.

\bar{f} : Flèche admissible.

M_t^s : Moment de service maximum dans la travée.

E_v : Module de déformation différé

$$\Rightarrow E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\text{Mpa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue travée.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculer avec n = 15.

a) **Air de la section homogénéiser :**

$$B_0 = B + nA_s$$

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

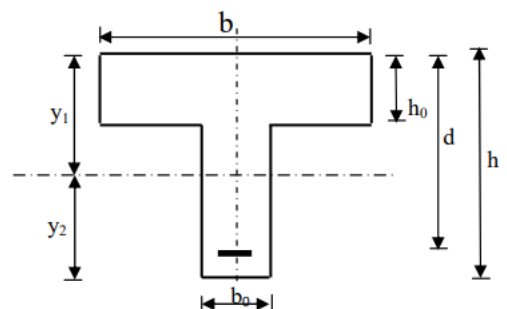


Figure III-10- Section de la poutrelle

b) Calcule V_1 et V_2 :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ; V_2 = h - V_1$$

S_{xx} : Moment statique homogénéiser.

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18$$

$$S_{xx} = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{3739,3}{499,1} = 7,49 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 20 - 7,49 = 12,51 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,49^3 + 12,51^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,49 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,51 - 2)^2$$

$$I_0 = 21801,29 \text{ cm}^4$$

c) Calcule coefficient:

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65} \right) \times 0,015} = 1,09$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 114,94 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,408 ; 0 \}$$

$$\mu = 0,408$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21801,29}{1 + 0,408 \times 1,09} = 16599,35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6,36 \times 3,95^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 16599,35 \times 10^{-8}} = 0,0055m$$

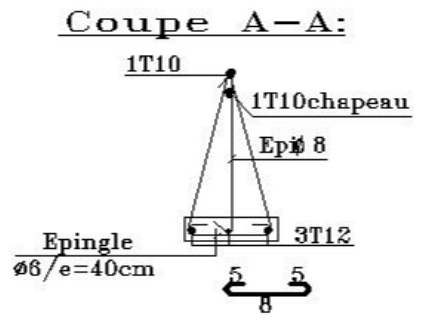
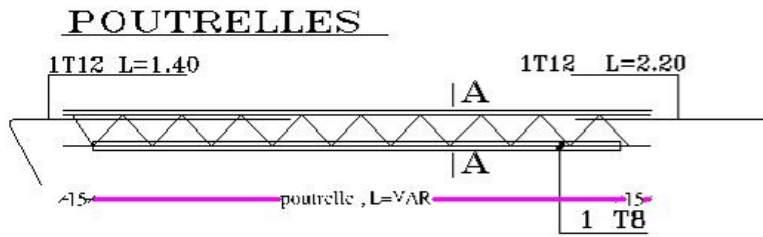
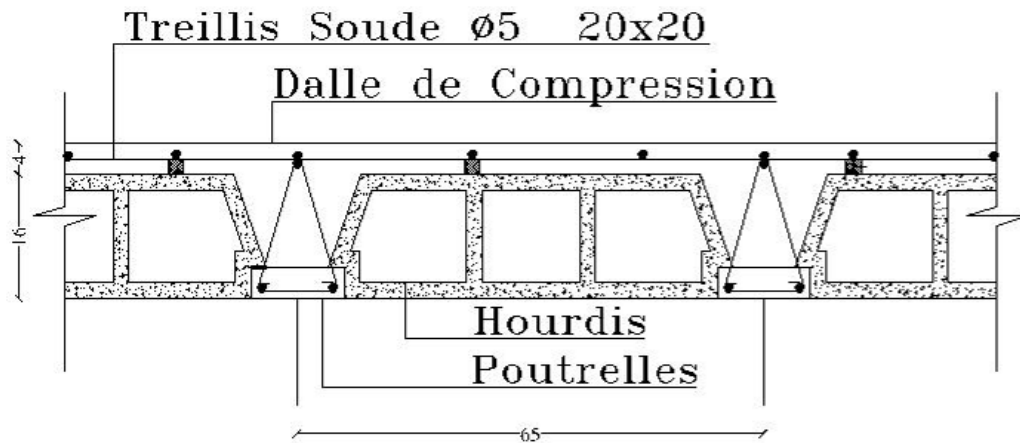
$$f = 0,55 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures en travées : 3 HA12 = 3.39 cm².
- ✓ Armatures en appuis : 2 HA 10 = 1.57cm².
- ✓ Armatures transversales : 2HA8=1.00 cm², avec un espacement de 15 cm.

DETAIL PLANCHER



DETAIL FERRAILLAGE DE PLANCHERS

III.2 calculs de l'acrotère :

III.2.1 définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre.
- Un effort horizontal Q dû à l'application de la main courante engendrant un moment de renversement (flexion) M .

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

III.2.2 Déterminations des sollicitations :

➤ Chargement :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho_{\text{béton}}$$

$$G = 2,375 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des sollicitations :

Les efforts internes :

Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1\text{m} = 2,375 \times 1 = 2,375 \text{ KN}$$

Effort normal dû à la main courante « Q »

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :

$$M_G = 0 \text{ KN}$$

Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q »

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant dû au poids propre « G » :

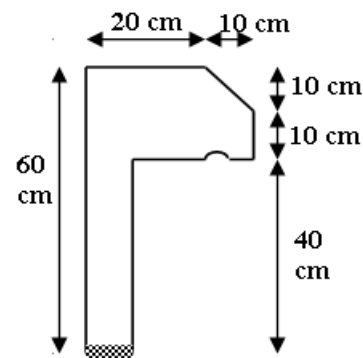


Figure III-2-1 Coupe verticale de l'acrotère

$$T_G = 0 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la main courante « Q » :

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

III.2.3 : Diagramme des efforts :

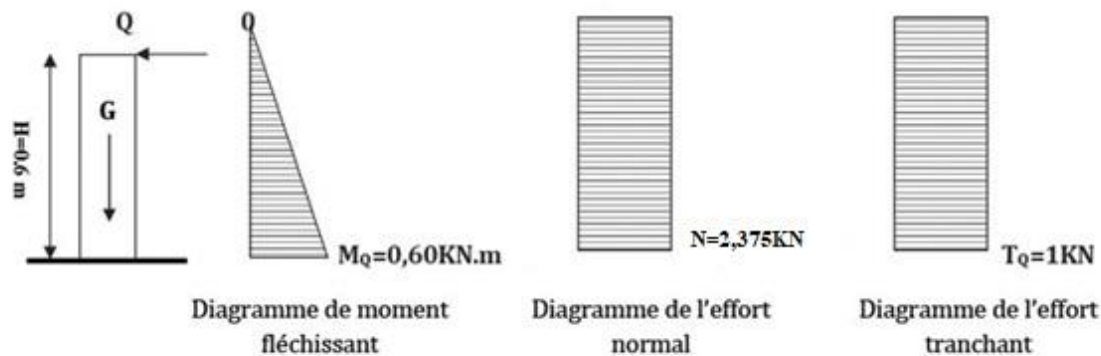


Figure III-2-2 Diagramme des efforts internes

❖ **A l'ELU (art A.3.2.2, BAEL) :** $1,35 G + 1,5 Q$

Effort normal de compression du au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 \times G$$

$$N_u = 1,35 \times 2,375 = 3,21 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$T_u = 1,50 \times Q$$

$$T_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.ml}$$

❖ **A l'ELS (art A.3.3-3, BAEL) :** $G + Q$

Effort normal de compression du au poids propre (G) :

$$N_s = G$$

$$N_s = 2,375 \text{ KN/ml}$$

Effort horizontal (effort tranchant) dû la main courante :

$$T_s = Q$$

$$T_s = 1 \text{ KN/ml}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

III.1.5 : Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Calcul des armatures à l'ELU** : Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion Composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$) à ELU sous (N_u) et (M_u) , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s) .

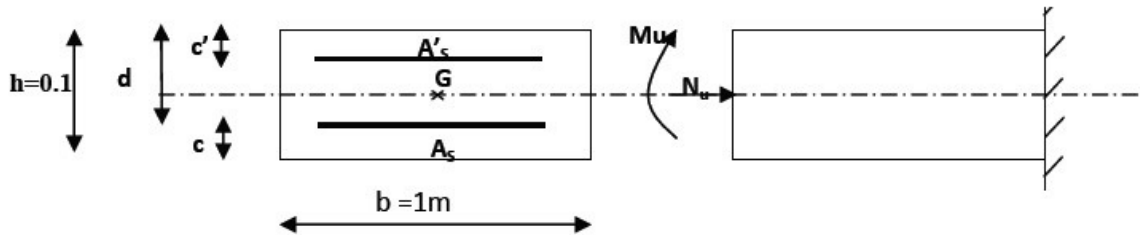


Figure III-2-3 schéma statique de la section de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 7 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$

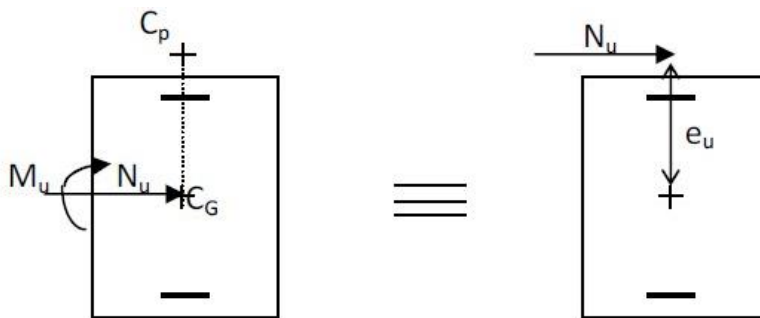
• **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,21} = 0,28\text{m}$.
- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm}$.

On prend $c=c'=3 \text{ cm}$ car zone soumis aux condensations

$e_u > \frac{h}{2} - c$ Centre de pression C_p (point d'application de l'effort normal) se trouve à

l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.



Avec :

Mu : Moment dû à la compression

Nu : Effort de compression

Cp : Centre de pression

eu : Excentricité

C : L'enrobage

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **Mf** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion, section fictive :**

- **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right).$$

$$M_f = 0,9 + 3,21 \times 0,02 = 0,96 \text{KN.m.}$$

- **Calcul des armatures fictives μ :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,96 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0138$$

$\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0,014 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,993 \quad (\text{tirer de tableau})$$

- **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,96 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,396 \text{cm}^2$$

- **Calcul à la flexion composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{Mpa}$$

$$A_s = 0,40 - \frac{4,56 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,27 \text{cm}^2$$

III.1.6 : Vérifications :

III.1.6.1 : Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C N F : **As ≥ Amin**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,375} = 25,26 \text{cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \cdot \left[\frac{25,26 - (0,455 \times 7)}{25,26 - (0,185 \times 7)} \right]$$

$$A_{\min} = 0,778 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{\min} = 0,778 \text{ cm}^2.$$

$$St \leq \min [\min (3h, 33\text{cm})] = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 \text{ } A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On a : 25cm < 30 cm Condition vérifier

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min [\min (4h, 44\text{cm})] = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}8 A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ avec un espacement } St = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

On a : 15cm < 40 cm Condition vérifier

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \tau_u : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,02 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifier}$$

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ Mpa}$$

0,237Mpa ≤ 3,15Mpa..... Condition vérifier

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Vérification à L'ELS :**

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; \max(200 ; 201,63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ mpa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \frac{100 \times 2,51}{7 \times 100} = 0,358 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 37,65 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **Condition vérifier**

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{38,76} \times 37,65 = 0,97 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifier

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme [Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003] :**

• **Calcul de la force sismique :**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

(Zone III, groupe d'usage 2).

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.25 \text{ (ART 4.2.3tab4-1)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$$C_p = 0.3 \text{ Tableau (6,1) [RPA99 version 2003]}$$

W_p = Poids de l'élément

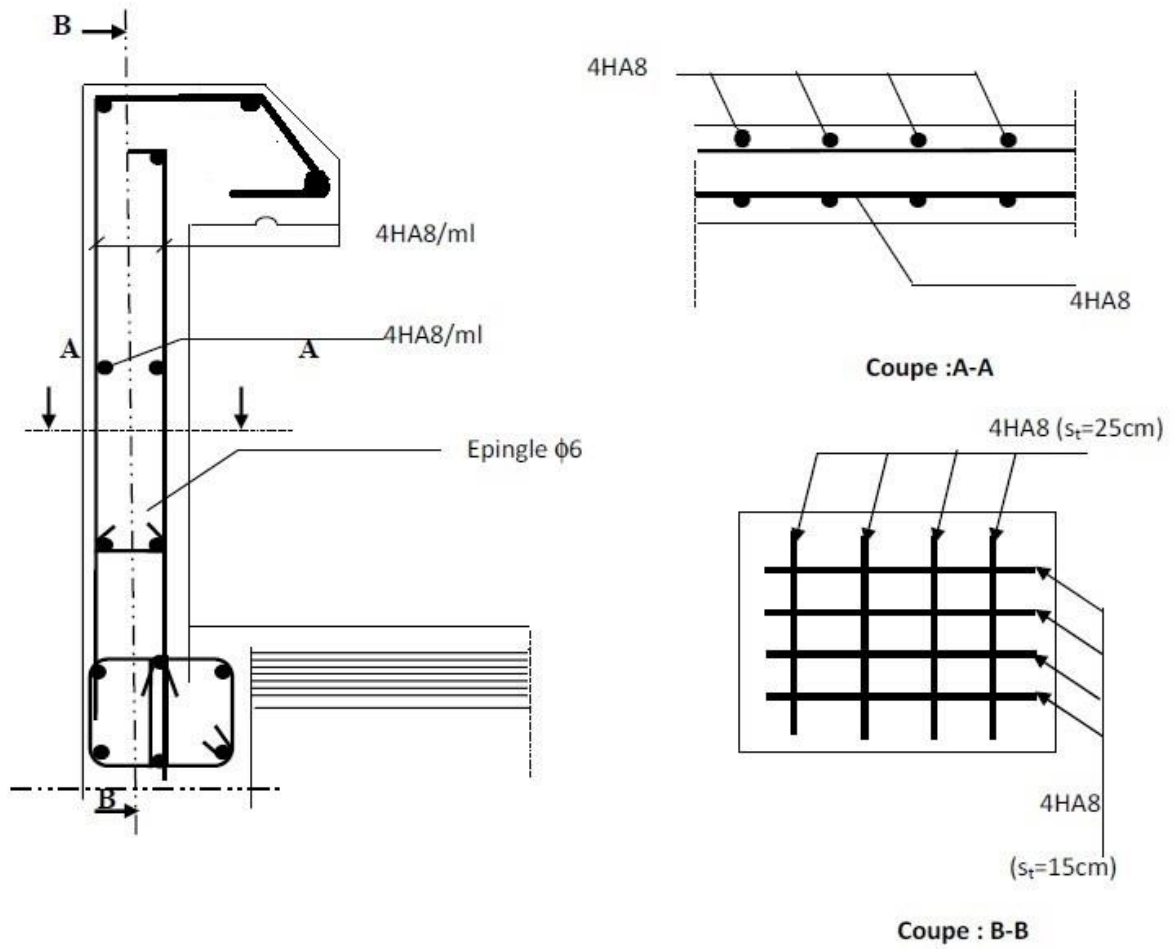
$$W_p = 2,375 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 2,375 = 0,71 \text{ KN/ml} < Q \text{ Condition vérifier}$$

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : $4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$
- ✓ Armatures secondaires : $4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}_2$



FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

III-4 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal)

a) Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes

➤ Hauteur de la poutre :

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

$$L_{\max} = 3\text{m}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

➤ Largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \quad \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

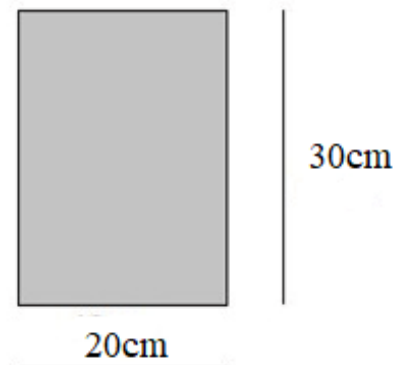
Remarque : On choisit h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4 \text{ cm}$$

Donc notre poutre a pour dimension (20x30) cm²

**b) Calcul à l'ELU :****➤ Evaluation des charges et surcharges :****• Les charges permanentes**

Poids propre de la poutre : $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $8,7 \times (0,65/2) = 2,83 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 4,245 \text{ KN/ml}$$

• La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,49 \text{ KN/ml}$$

• Combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,245 + 1,5 \times 0,49 = 6,46 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,245 + 0,49 = 4,735 \text{ KN/ml}$$

➤ Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{6,46 \times 4}{2} = 12,92 \text{ KN}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$T(x) = 12,92 - 6,46x \begin{cases} T(x = 0) = 12,92 \text{ KN} \\ T(x = 3) = -6,46 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients

EN Travée :

$$M_t = 0,85 \times 6,46 \times \frac{3^2}{8} = 6,17 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 6,46 \times \frac{3^2}{8} = -2,18 \text{ KN.m}$$

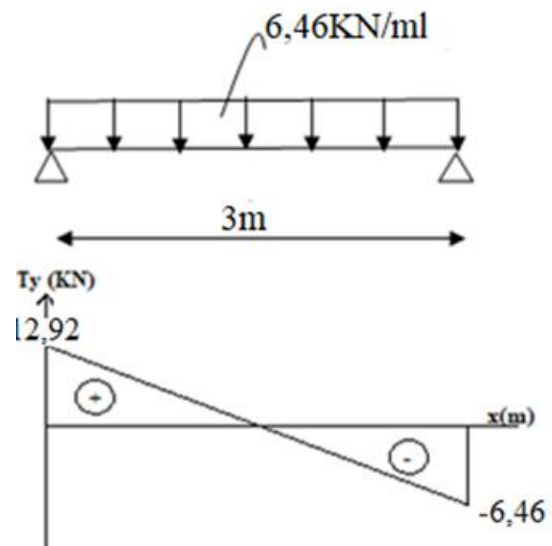


Figure III-4-1 Diagramme des efforts tranchant

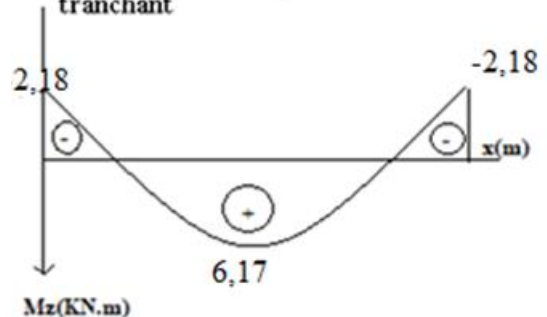


Figure III-4-2 Diagramme des moments fléchissant

➤ Calcul des armatures :

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,46 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2}$$

$\mu_t = 0,029$; $\mu_t < \mu_l = 0,392$ → La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

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

$$\mu_t = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,46 \times 10^3}{0,985 \times 28 \times 348}$$

$$A_t = 0,67 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3\text{HA}8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 8 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \min [\min (3h, 33\text{cm})] = 33 \text{ cm}$$

Aux Appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,18 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2}$$

$\mu_a = 0,01$ $\mu_a < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

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

$$\mu_a = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,18 \times 10^3}{0,995 \times 28 \times 348}$$

$A_a = 0,22 \text{ cm}^2$ On opte pour $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min [\min (3h, 33\text{cm})] = 33 \text{ cm}$$

c) Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (BEAL91 modifié 99 / Art. A.4.2.1)

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

$$A_{min} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,67 \text{ cm}^2$ Condition vérifier

En travée $A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,67 \text{ cm}^2$ Condition vérifier

➤ Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{12,92 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \right\} \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,23 \text{Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art.A5.1,313/BAEL99)**

$$\text{On doit vérifier que } T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

Tmax : Effort tranchant.

$$T_{max} = 12,92 \text{ KN}$$

A : Longueur d'appuis de la bielle. (a=0,9×d)

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 20$$

$$12,92 \text{KN} \leq 336 \text{KN} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

➤ **Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)**

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

➤ **Appuis et travée :**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 0,8 = 7,536 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{2,18 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,3} = 0,115 \text{ Mpa}$$

$$0,115 \text{ Mpa} \leq 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

d) Calcul à l'ELS :

➤ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,245 + 0,49 = 4,735 \text{ KN/ml}$$

1) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{4,735 \times 4}{2} = 7,1 \text{ KN}$$

2) Les efforts tranchants

$$T(x) = 7,1 - 3,55x \begin{cases} T(x=0) = 7,1 \text{ KN} \\ T(x=3) = -3,55 \text{ KN} \end{cases}$$

3) Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients

EN Travée :

$$M_t = 0,85 \times 4,735 \times \frac{3^2}{8} = 4,53 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$M_a = -0,3 \times 4,735 \times \frac{3^2}{8} = -1,6 \text{ KN.m}$$

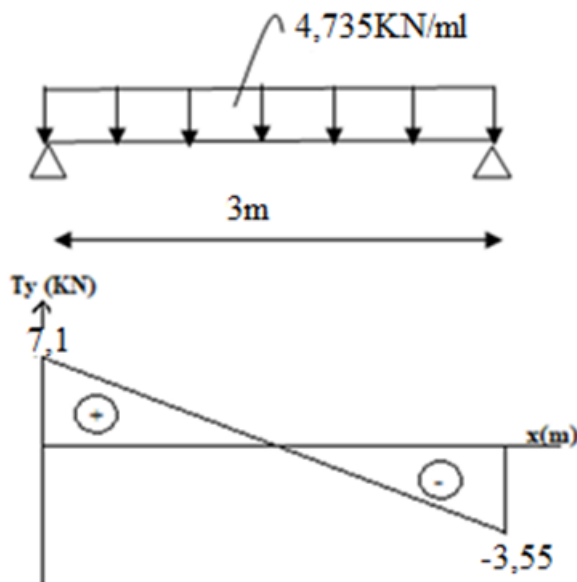


Figure III-4-3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

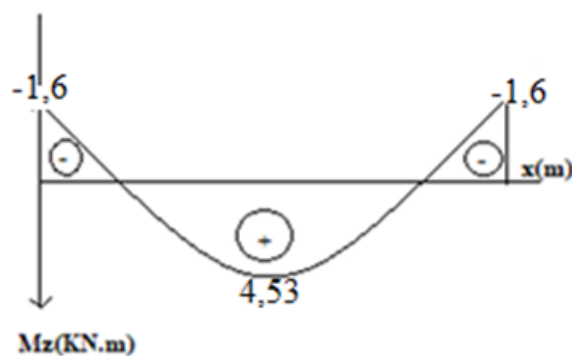


Figure III-4-3 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

e) Vérification à l'ELS :➤ Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66; \max(200; 201,63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ mpa}}$$

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

En travée et aux appuisAvec :

$$M_t = 4,53 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,51}{20 \times 28}$$

$$\rho_1 = 0,26 \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ \alpha_1 = 0,243 \end{cases} \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,53 \times 10^3}{0,919 \times 28 \times 1,51} = \mathbf{116,58 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

➤ Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st}$$

En travée et aux appuis :

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 116,58 = \mathbf{2,45 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ État limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,3}{3} = 0,1 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{0,3}{3} \geq \frac{4,53}{10 \times 5,38} \rightarrow 0,1 \geq 0,084 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier}$$

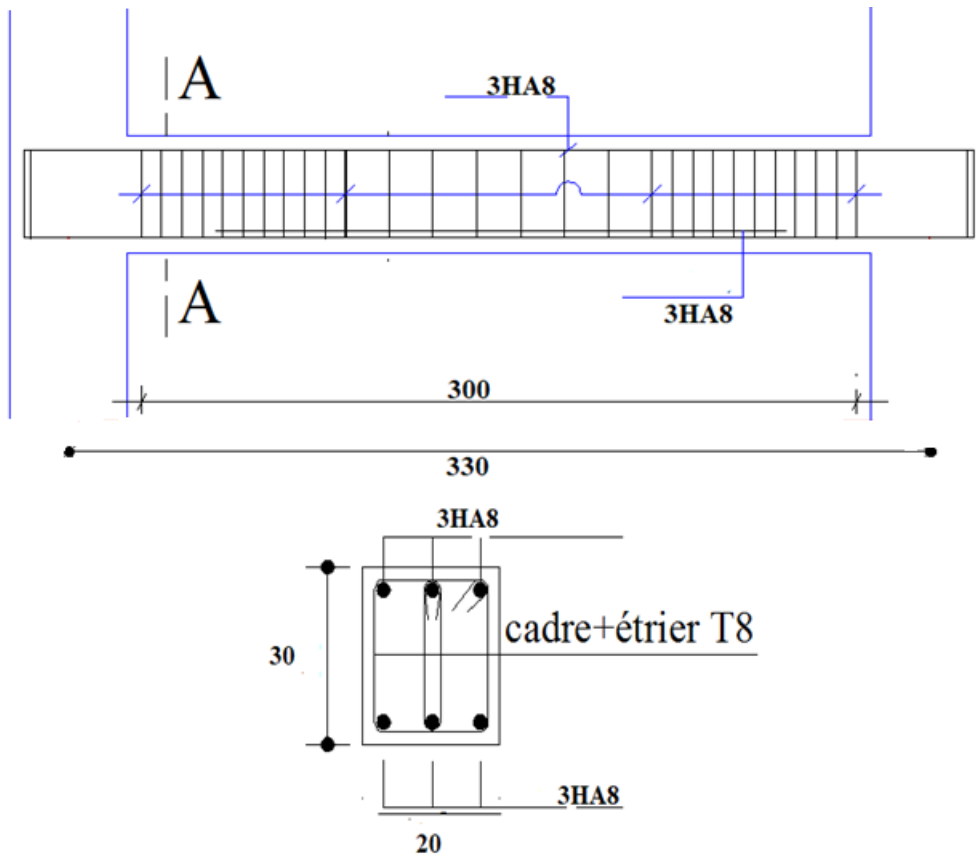
$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{1,51}{20 \times 28} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0026 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

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

Conclusion :

Poutre de chaînage : $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$

- En travée 3HA8
- Aux appuis 3HA8



COUPE A-A

FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

III-5-Les escaliers :

▪ 1-Introduction :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction ;

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

-Escalier de Sous-sol ; ce type comporte une volée.

-Escalier de l'étage courant ; ce type comporte deux volets et un palier intermédiaire.

▪ 2-Terminologie :

Un escalier se compose ;

La marche : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches,

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches ; il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64 .

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

Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche

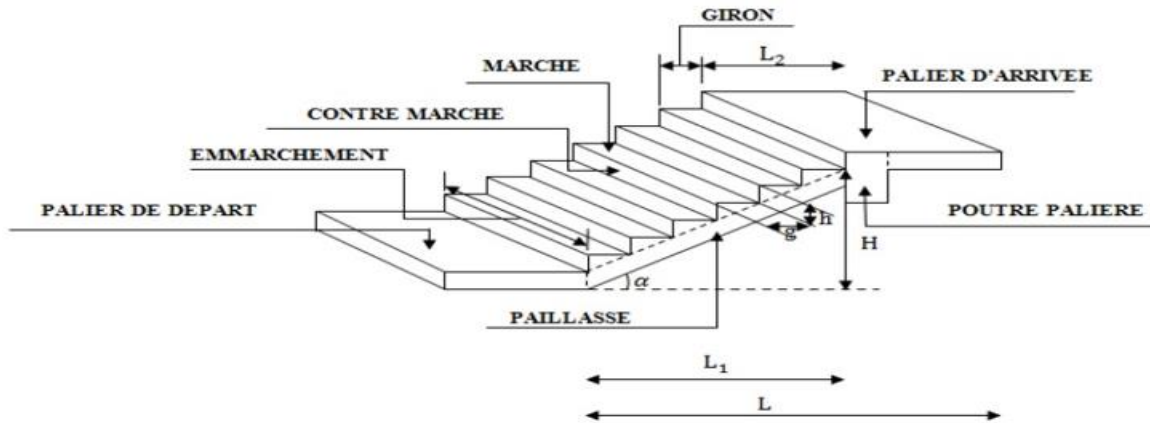


Figure III-5-1 Constituant d'un escalier

▪ **3-Pré dimensionnement de l'escalier à calculer :**

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).

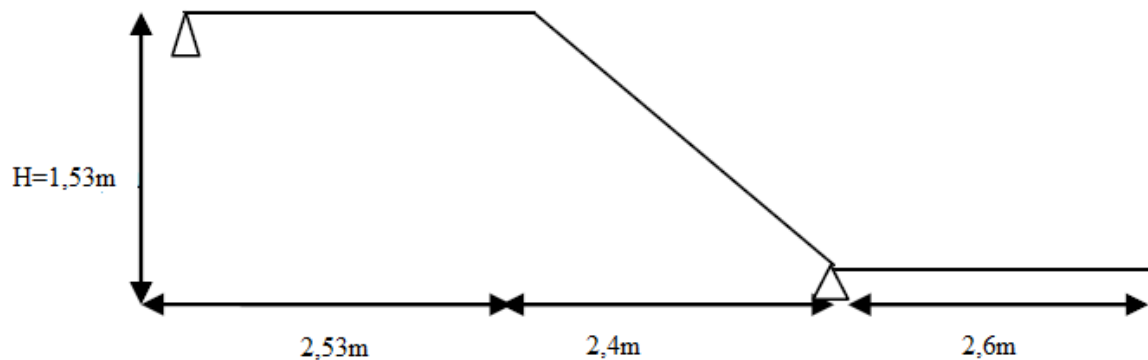


Figure III-5-2 : Schéma statique de l'escalier

. **Calcul du nombre de contre marches :**

$$14cm \leq h \leq 18cm$$

Soit h=17cm

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{153}{17}$$

n = 9contre marches

Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1$$

m=8 marches

Calcul de la hauteur du contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur du giron :

$$28\text{cm} \leq g \leq 35\text{cm}$$

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

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

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

On a : $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées donc l'escalier est confort.

. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57$$

$$\alpha = 29,7^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\text{COS } \alpha} = \frac{240}{0,87} = 276\text{cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 276 + 260 = 536\text{cm}$$

$$\frac{536}{30} \leq e_p \leq \frac{536}{20}$$

$$17,87 \leq e_p \leq 26,8$$

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

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

▪ **4-Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de

Projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion Simple

➤ **Charges permanentes :**

La volée :

Poids de la marche $1 \times 25 \times \frac{0,20}{2} = 2,5 \text{ KN/ml}$

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2. mortier de pose	0,02	22	0,44
3. couche de sable	0,03	18	0,54
4. enduit ciment	0,02	15	0,3
4. palliasse	(0,2) / (cos 29,7°)	25	5,75
6. Gard corps		0,2	0,2
$G_{\text{palliasse}} = 2,5 + 7,67 = 10,17$			

Tableau III- 5-1- la charge revenant à la volée

Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en Carrelage	0,02	22	0,44
2. mortier de pose	0,02	22	0,44
3. couche de sable	0,03	18	0,54
4. enduit ciment	0,02	15	0,3
4. paliers	0,2	25	5
			6,72

Tableau III-5-2 la charge revenant au palier.

la charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$P = (3.06 - 0.20) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.75 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, qui est la même pour la volée et le palier :

$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison des charges :

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

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 6,72 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12,82 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 10,17 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 17,48 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieurs : $P = 1.35 \times 6,75 = 9,11 \text{ KN}$

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

Palier : $q_{S1} = (6,72 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,22 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{S2} = (10,17 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,67 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieurs : $P = 6,75 \text{ KN}$

❖ **Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_P = 2.4 \text{ m}$.

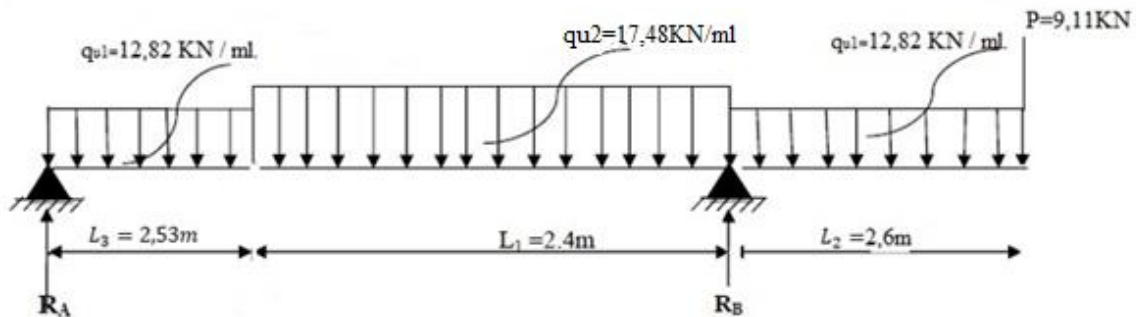


Figure III-5-3 Schéma statique d'escalier à l'ELU

Calcul des efforts internes :

• **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0$$

$$R_A + R_B = 9,11 + (12,82 \times 2,6) + (17,48 \times 2,4) + (12,82 \times 2,53) = 116,82 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0$$

$$= (-9,11 \times 2,6) - (12,82 \times 2,6 \times 1,3) + (17,48 \times 2,4 \times 1,2) + (12,82 \times 2,53 \times 3,665) - (4,93 \times R_A)$$

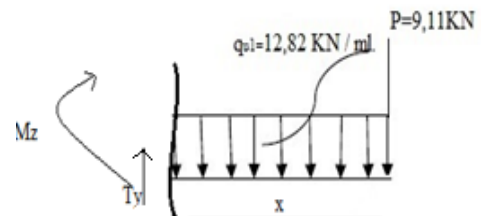
D'où
$$\begin{cases} R_A = 20,72 \text{ KN} \\ R_B = 96,1 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,6 \text{ m} :$**

$$T_y = 9,11 + 12,82x$$

$$M_z = -9,11x - \frac{12,82x^2}{2}$$

$$M_z = -6,41 x^2 - 9,11x$$



✓ **Tronçon 2: $2,6m \leq x \leq 5m$:**

$$T_y = 9,11 - 96,1 + (12,82 \times 2,6) + 17,48(x - 2,6)$$

$$T_y = 17,48x - 99,11$$

$$M_z = -9,11x - (12,82 \times 2,6) \left(x - \frac{2,6}{2}\right) + 96,1(x - 2,6) - 17,48 \frac{(x-2,6)^2}{2}$$

$$M_z = -8,74x^2 + 99,11x - 265,61$$

✓ **Tronçon 3 : $0m \leq x \leq 2,53m$:**

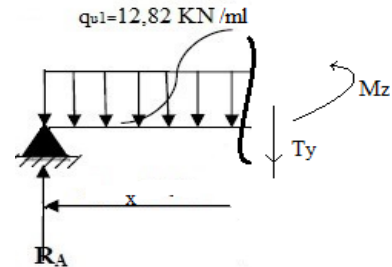
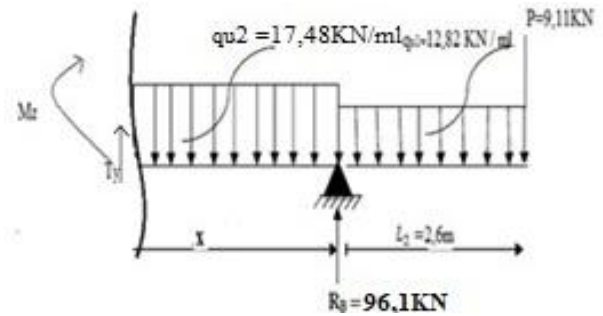
$$T_y = R_A - 12,82x$$

$$T_y = 20,72 - 12,82x$$

$$M_z = 20,72x - \frac{12,82x^2}{2}$$

$$M_z = 20,72x - 6,41x^2$$

D'où



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz(KN.m)
$0m \leq x \leq 2,6m$	$9,11+12,82x$	$-6,41 x^2-9,11x$	0	9,11	0
			2,6	42,44	-67
$2,6m \leq x \leq 5m$	$17,48x - 99,11$	$-8,74x^2 + 99,11x - 265,61$	2,6	-53,66	-67
			5	-11,71	11,44
$0m \leq x \leq 2,53m$	$-12,82x + 20,72$	$-6,41x^2 + 20,72x$	0	20,72	0
			2,53	-11,71	11,39

Tableau III-5-3 résultat des efforts internes à l'ELU

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon : $0 \leq x \leq 2,53m$

$$T_y = 0 \Rightarrow -12,82x + 20,72 = 0 \Rightarrow x = 1,61m$$

Donc : Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1,61 m$

$$M_{zmax} = 16,74 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3

Respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

$$M_A \text{ appui} = -0,3 \times 16,74 = -5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_T \text{ travée} = 0,85 \times 16,74 = 14,22 \text{ KN.m}$$

$$M_B \text{ appui} = -67 \text{ KN.m}$$

$$M_{console} = 67 \text{ KN.m}$$

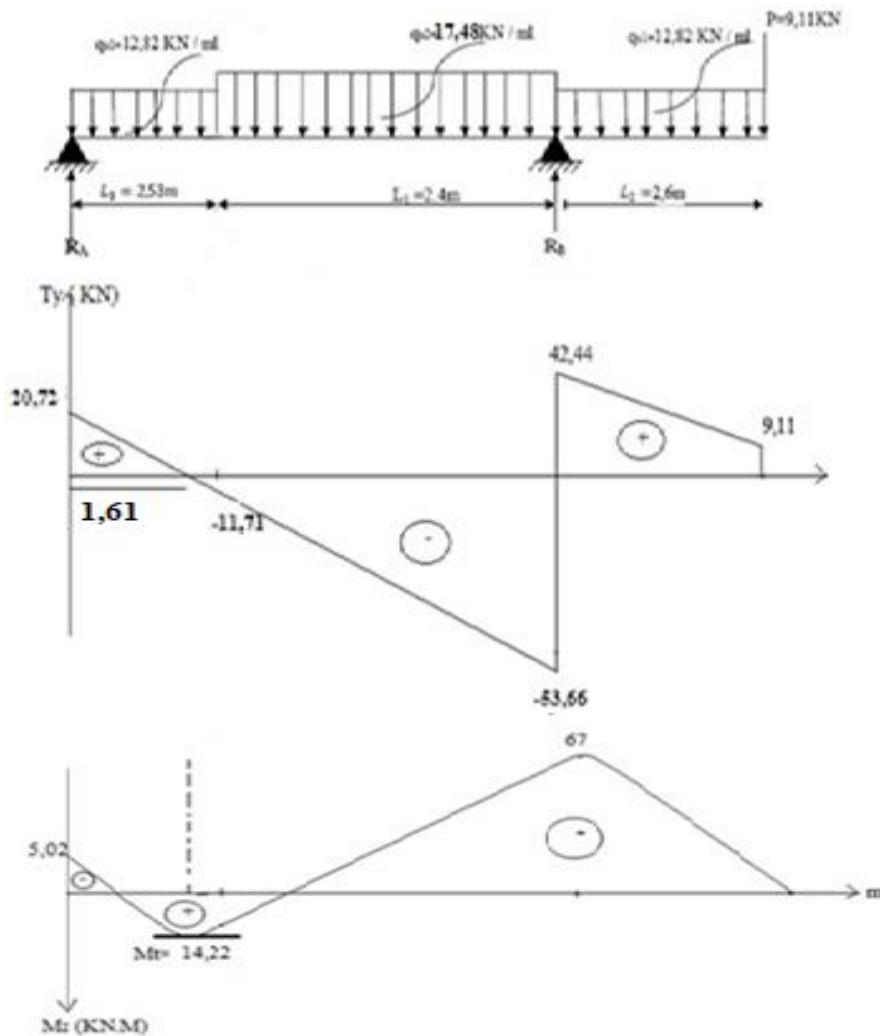


Figure III-5-4 Les diagramme des efforts internes (ELU)

Ferrailage :

a) En travées :

$$M_t = 14,22 \text{ kN.m.}$$

a.1) Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,22 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2}$$

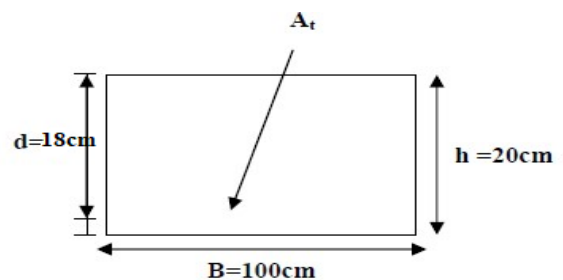
$\mu_t = 0,0309$; $\mu_t < \mu_l = 0,392$ → La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

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

$$\mu_t = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,22 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348}$$

$$A_t = 2,30 \text{ cm}^2$$



$A_t = 4HA10 / ml = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

$S_t \leq \min [\min (3h, 33 \text{ cm})] = 33 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

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

On opte pour $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min [\min (4h, 44 \text{ cm})] = 44 \text{ cm}$

b) En appuis :

➤ **Appui A: $M_A = -5,25 \text{ KN.m}$.**

b.1) Armature principales

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,05 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2}$$

$\mu_a = 0,010$ $\mu_a < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (**SSA**), les

armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**

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

$\mu_t = 0,011 \rightarrow \beta = 0,995$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,05 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348}$$

$A_a = 0,81 \text{ cm}^2$ On opte pour $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min [\min (3h, 33 \text{ cm})] = 33 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

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

On opte pour $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$S_t \leq \min [\min (4h, 44 \text{ cm})] = 44 \text{ cm}$

➤ **Appui B: $M_B = -67 \text{ KN.m}$.**

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{67 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2}$$

$\mu_a = 0,014$ $\mu_a < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (**SSA**), les

armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**

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

$\mu_t = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$

$$A_B = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{67 \times 10^3}{0,993 \times 18 \times 348}$$

$A_B = 10,77 \text{ cm}^2$ On opte pour **5HA20 = 15,71 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

$St \leq \min [\min (3h, 33\text{cm})] = 33 \text{ cm}$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{15,71}{4} = 3,92 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**

$St \leq \min [\min (4h, 44\text{cm})] = 44 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BEAL91 modifié 99 / Art. A.4.2.1**

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis $A_a = 3,14 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

$A_B = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifier

En travée $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifier

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{53,66 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,30 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \right\} \text{ mpa}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$0,30 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que $T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec :

T_{max} : Effort tranchant.

$T_{max} = 53,66 \text{ KN}$

a : Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1$$

$53,66 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que

$$\left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0,9 d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_B$$

Avec :

$T_{max} = 53,66 \text{ KN}$

$M_{max} = 67 \text{ KN.m}$

$$\left(53,66 + \frac{67}{0,9 \times 0,18}\right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} < 15,71 \text{ cm}^2$$

$13,43 \text{ cm}^2 < 15,71 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

- **Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)**

il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \gamma \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\gamma \Psi_s = 1,5$ (acier de haute adhérence)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} ; \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

- **Appui A:**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

n : Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{20,72 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$1,02 \text{ mpa} \leq 3,15 \text{ mpa}$ → La condition est vérifiée

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Appui B:**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 2 = 31,4 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{53,66 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 314} = 1,05 \text{ Mpa}$$

1,05 mpa ≤ 3,15 mpa → La condition est vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Travée: 4HA10**

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{42,44 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 2,08 \text{ Mpa}$$

2,08 mpa ≤ 3,15 mpa → La condition est vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

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

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6\gamma\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \phi \text{ cm}$$

$$L_s = 35,21 \phi \text{ cm}$$

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 $0,4L_s$

- **Appui A:**

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 0,8 = 11,26 \text{ cm}$$

On prend : **L_a = 15 cm**

- **Appui B:**

$$L_b = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 35,21 \times 2 = 28,2 \text{ cm}$$

On prend : **L_b = 28 cm**

Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS:

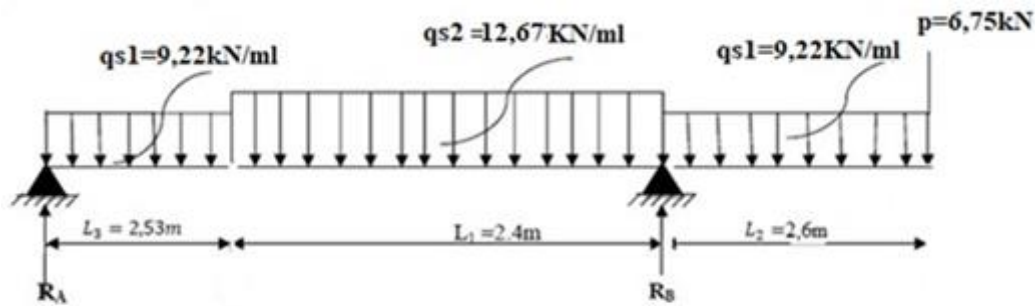


Figure III-5-5 Schéma statique d'escalier à l'ELS

- Calcul des efforts internes :
- Réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y=0$$

$$R_A + R_B = 6,75 + (9,22 \times 2,6) + (12,67 \times 2,4) + (9,22 \times 2,53) = 84,45 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B=0$$

$$= (6,75 \times 2,6) + (9,22 \times 2,6 \times 1,3) - (12,67 \times 2,4 \times 1,2) - (9,22 \times 2,53 \times 3,665) + (4,93 \times R_A)$$

$$\text{D'où} \quad \begin{cases} R_A = 14,86 \text{ KN} \\ R_B = 69,60 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,6 \text{ m}$:

$$T_y = 6,75 + 9,22x$$

$$M_z = -6,75x - \frac{9,22x^2}{2}$$

$$M_z = -4,61x^2 - 6,75x$$

✓ Tronçon 2: $2,6 \text{ m} \leq x \leq 5 \text{ m}$:

$$T_y = 6,75 - 69,60 + (9,22 \times 2,6) + 12,67(x - 2,6)$$

$$T_y = 12,67x - 71,82$$

$$M_z = -6,75x - 9,22 \times 2,6(x - 1,3) + 69,60(x - 2,6) - 6,33(x^2 + 6,76 - 5,2x)$$

$$M_z = -6,33x^2 + 71,79x - 192,62$$

✓ Tronçon 3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,53 \text{ m}$:

$$T_y = R_A - 9,22x$$

$$T_y = 14,86 - 9,22x$$

$$M_z = 14,86x - \frac{9,22x^2}{2}$$

$$M_z = 14,86x - 4,61x^2$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0m ≤ x ≤ 2,6m	6,75+9,22x	-4,61x ² -6,75x	0	6,75	0
			2,6	30,7	-48,7
2,6m ≤ x ≤ 5m	12,67x – 71,81	-6,33x ² + 71,79x-192,62	2,6	-38,86	-48,7
			5	-8,46	8,08
0m ≤ x ≤ 2,53m	14,86-9,22x	14,86x – 4,61x ²	0	14,86	0
			2,53	-8,46	8,08

Remarque:

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$-9,22x+14,86 = 0 \quad x=1.61 \text{ m}$$

$$M_{zmax} = 11,97 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets

$$M_{A \text{ appui}} = -0.3 \times 11,97 = - 3,59 \text{KN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 11,97 = 10,17 \text{KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = - 48,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{console} = 48,7 \text{KN.m}$$

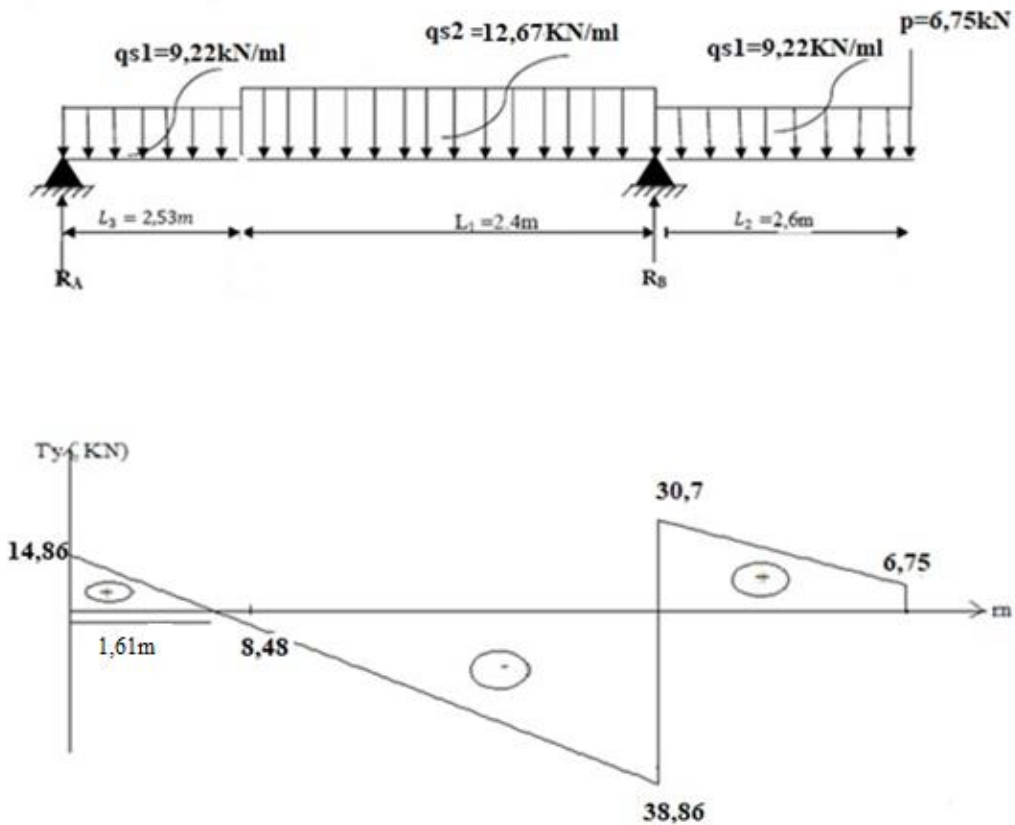


Figure III-5-8 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

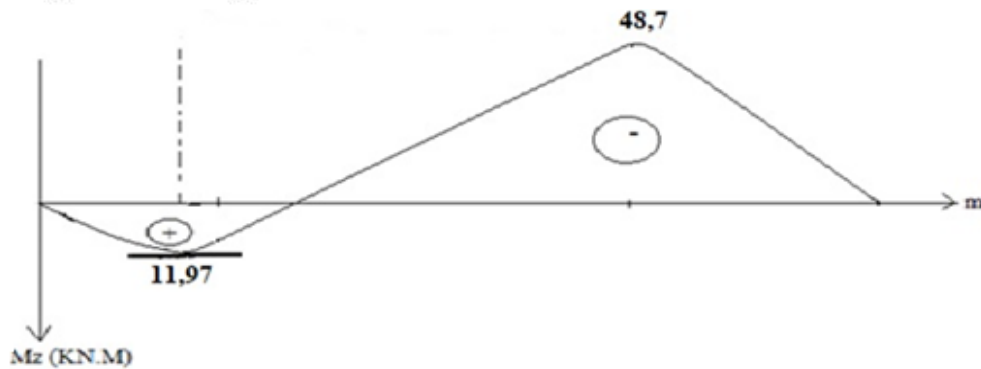


Figure III-5-6 les diagrammes des efforts internes(ELS)

Vérifications à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration pour les barres HA

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266,66; \max(200; 201,63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ mpa}}$$

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

En travée :

Avec :

$$M_t = 10,17 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18}$$

$$\rho_1 = \mathbf{0,17} \begin{cases} \beta_1 = \mathbf{0,977} \\ \alpha_1 = \mathbf{0,069} \end{cases} \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \mathbf{0,0049}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,17 \times 10^3}{0,977 \times 18 \times 3,14} = \mathbf{184,17 \text{ Mpa}}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **Condition est vérifiée**

Appui A :

$$M_A = -3,59 \text{ KN.m}$$

$$A_A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18}$$

$$\rho_1 = \mathbf{0,174} \begin{cases} \beta_1 = \mathbf{0,932} \\ \alpha_1 = \mathbf{0,174} \end{cases} \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \mathbf{0,014}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,59 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 3,14} = \mathbf{69,15 \text{ Mpa}}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **Condition est vérifiée**

Appui B :

$$M_B = -48,7 \text{ KN.m}$$

$$A_B = 15,71 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_B}{b \cdot d} = \frac{100 \times 15,71}{100 \times 18}$$

$$\rho_1 = 0,872 \begin{cases} \beta_1 = 0,867 \\ \alpha_1 = 0,399 \end{cases} k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,044$$

$$\sigma_{st} = \frac{48,7 \times 10^3}{0,867 \times 18 \times 15,71} = 198,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ Condition est vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st}$$

En travée :

$$\sigma_{bc} = 0,0049 \times 184,17 = 0,90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,90 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ La condition est vérifiée}$$

Appui A :

$$\sigma_{bc} = 0,014 \times 69,15 = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ La condition est vérifiée}$$

Appui B :

$$\sigma_{bc} = 0,044 \times 198,63 = 8,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,73 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ La condition est vérifiée}$$

➤ **État limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]**

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{0,2}{4,93} = 0,0405 \geq 0,0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_t : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique

La 1ere condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{t28}} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 18 = 20847,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = bh + 15 A_t$$

$$B_0 = (100 \times 20) + 15 \times 3,14 = 2047,8 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{20847,8}{2047,1} = 10,18 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$v_2 = 20 - 10,18 = 9,82 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène ;

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,18^3 + 9,82^3) + 15 \times 3,14 (9,82 - 2)^2$$

$$I_0 = 102977,47 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b}{b}\right) \rho}$$

$$\lambda = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3)0,0017} = 4,94$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17$$

$$\beta = 0,932$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{10,17 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 193,06 \text{ Mpa}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,17 \times 193,06 + 2,1} = 0,973$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 102977,4}{1 + (0,973 \times 4,94)} = 19530,19 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{10,15 \times 4,93^2}{10 \times 10818,87 \times 10^3 \times 19530,19 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ mm}$$

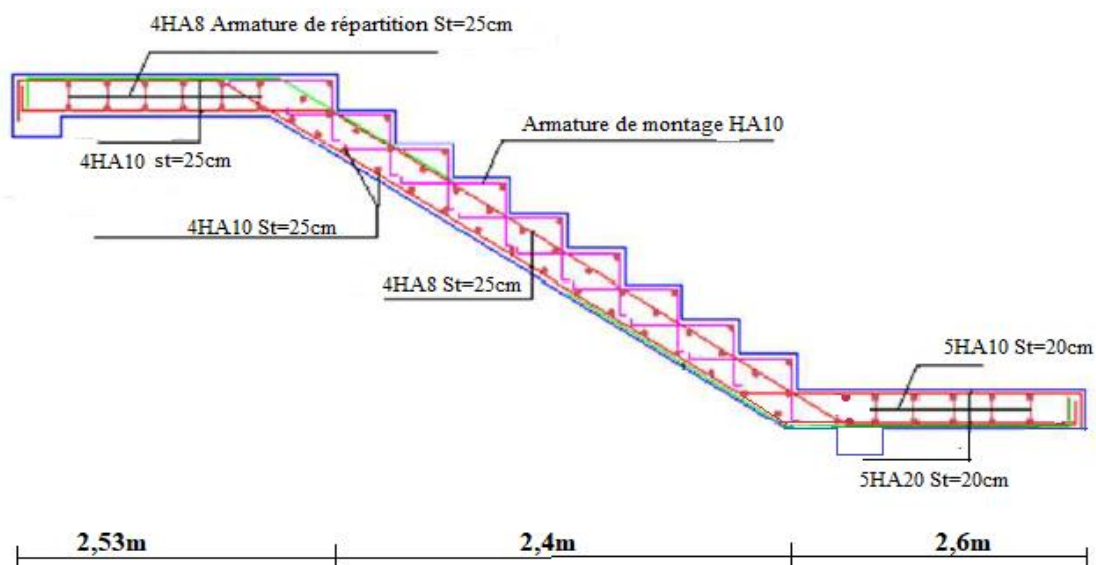
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{493}{500} = 0,986 \text{ mm}$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ La condition est vérifiée}$$

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Appuis A : 4 HA10 = 3,14 cm²/ml avec un espacement de 25 cm.
- Appuis B : 5 HA 20 = 15,71 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.
- Travée : 4 HA 10 = 3.14 cm²/ml avec un espacement de 25 cm.



FERRAILLAGE DES ESCALIERS

III-6-Poutre palière :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastree a ces extrémités dans les poteaux.

Sa portée libre est : 3 m.

- **La hauteur de la poutre :**

Est donnée par :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{300}{15} < h < \frac{300}{10}$$

Tenant compte de l'RPA :

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

- **La largeur de la poutre :**

$$0,4h_t < b < 0,7h_t \Rightarrow 0,4 \times 30 < b < 0,7 \times 30$$

Tenant compte de l'RPA :

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

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{30}{20} < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

La section de la poutre a pour dimension ; $(b \cdot h) = (20 \cdot 30)$

a) Détermination des charges :

➤ **Poids propres :**

$$G = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ kn/ml}$$

➤ **Réaction de palier :**

$$\text{ELU} : R_{pu} = 20,72 \text{ kn}$$

$$\text{ELS} : R_{ps} = 14,86 \text{ kn}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + R_{pu} = 1,35 \times 1,5 + 20,72 = 22,75 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + R_{ps} = 1,5 + 14,86 = 16,36 \text{ kn/ml}$$

b) Calcul des effort interne à l'ELU :

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{22,75 \times 3}{2} = 34,13 \text{ kn/ml}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{22,75 \times 3^2}{8} = 25,6 \text{ kn.m}$$

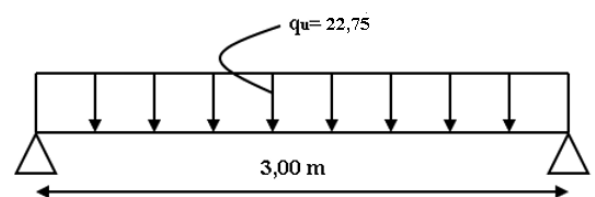


Figure III-6-1 Schéma statique de la poutre

On considérant l'effet semi encastré, on aura les moments corrigés suivant :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25,6 = 21,76 \text{ kn.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 25,6 = -7,68 \text{ kn.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = 34,13 \text{ kn/ml}$$

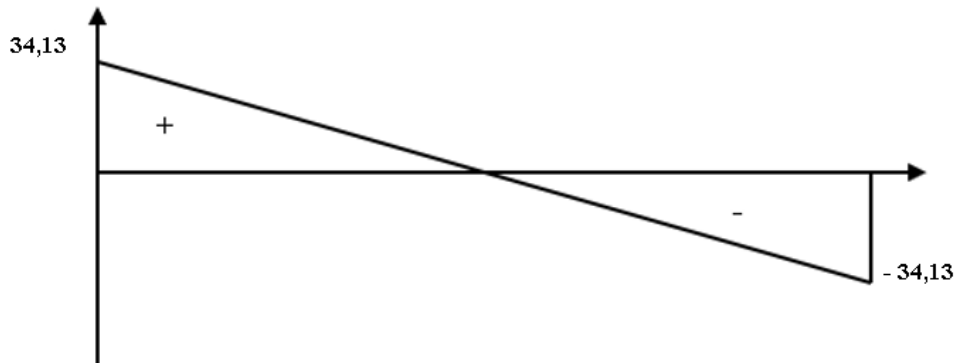


Figure III-6-2 Diagramme des efforts tranchant



Figure III-6-3 Diagramme des moments fléchissant

➤ **Calcul les armatures longitudinales :**

$b = 20 \text{ cm}; \quad h = 30 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 28 \text{ cm}$

➤ **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_T}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21,76}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,097 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,097; \quad \beta = 0,949$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{21,76 \times 10^5}{0,949 \times 28 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,68}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,037; \quad \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7,68 \times 10^5}{0,983 \times 28 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_a = 0,802 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_a = 3 \text{ HA } 8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$\text{Entravée : } A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3 \text{ HA } 8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

- ★ Le RPA exige un pourcentage total maximum des armatures longitudinales sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$A_a + A_t > \frac{0,5}{100} bh = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_a + A_t = 4,89 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- ★ Un pourcentage total maximum des armatures longitudinal soit 4% en zone courant.

$$A_a + A_t < \frac{4}{100} bh = 24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Vérification a l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_T = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la section de béton à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

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

Fissuration peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{34,13 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,609 \text{ Mpa}$$

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

Donc il n'y a pas de risqué de cisaillement.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{t}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\overline{t_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i = n\pi\phi \Rightarrow$ Sommes des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,13 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,19 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,19 \text{ Mpa} \leq \overline{t_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

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

$$\tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} = 42,32 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre, les règles de BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal, la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm}$$

➤ **Calcul les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 12 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

$$A_{rt} = \frac{\pi\phi^2}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{rt} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Aux appuis :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

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

$S_t = 7,5 \text{ cm} < 25,2 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifier.

En travée :

$$S_t = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} < 25,2 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Condition vérifier.

d) Calcul à l'ELS :

ELS: $q_s = G + R_{ps} = 1,5 + 14,86 = 16,36 \text{ kn/ml}$

➤ **Les reaction d'appuis:**

$$R_A = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{16,36 \times 3}{2} = 24,54 \text{ kn/ml}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{16,36 \times 3^2}{8} = 18,41 \text{ kn.m}$$

Tenant compte de l'effet semi encastéré, on aura les moments corrigés suivant :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18,41 = 15,65 \text{ kn.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 18,41 = -5,52 \text{ kn.m}$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = R_A = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = 24,54 \text{ kn/ml}$$

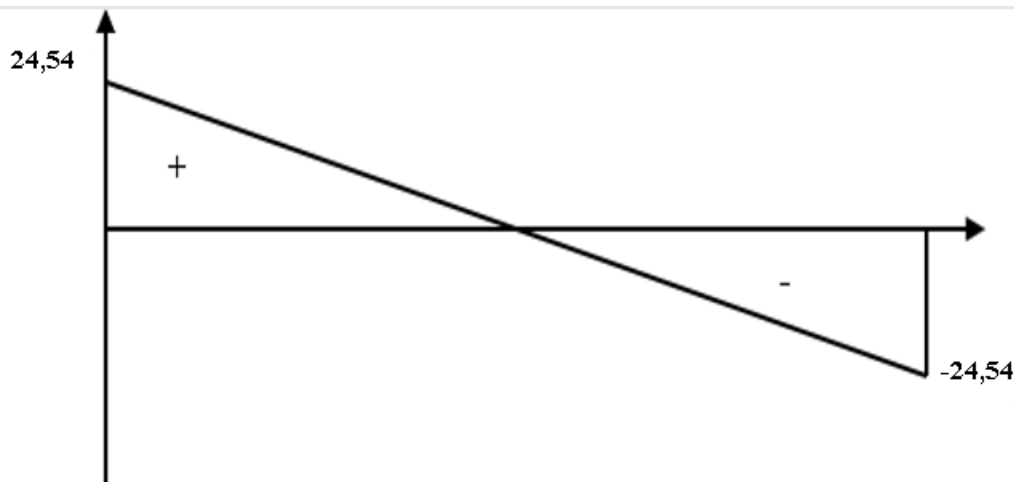


Figure III-6-2 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

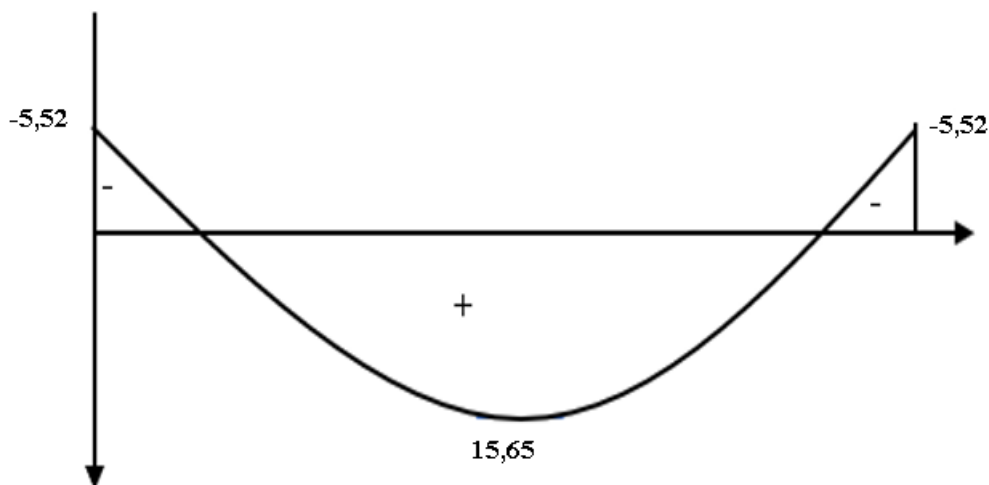


Figure III-6-3 Diagramme des mements fléchissant à l'ELS

e) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

Zone	M_s	A_s	ρ	β	K	σ_s	σ_{bc}
Travée	15,65	3,39	0,605	0,885	28,83	186,3	6,46
Appuis	5,52	1,50	0,268	0,918	45,98	143,17	3,11

Tableaux III- Vérification des armatures longitudinales à l'ELS

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche c'est les conditions suivantes sont vérifier :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,1 > 0,06 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier.}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} \geq \frac{15,65}{10 \times 18,41} \Rightarrow 0,1 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier.}$$

$$\checkmark \frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,006 \leq 0,011 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifier.}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont satisfaites l'ELS.

Conclusion :

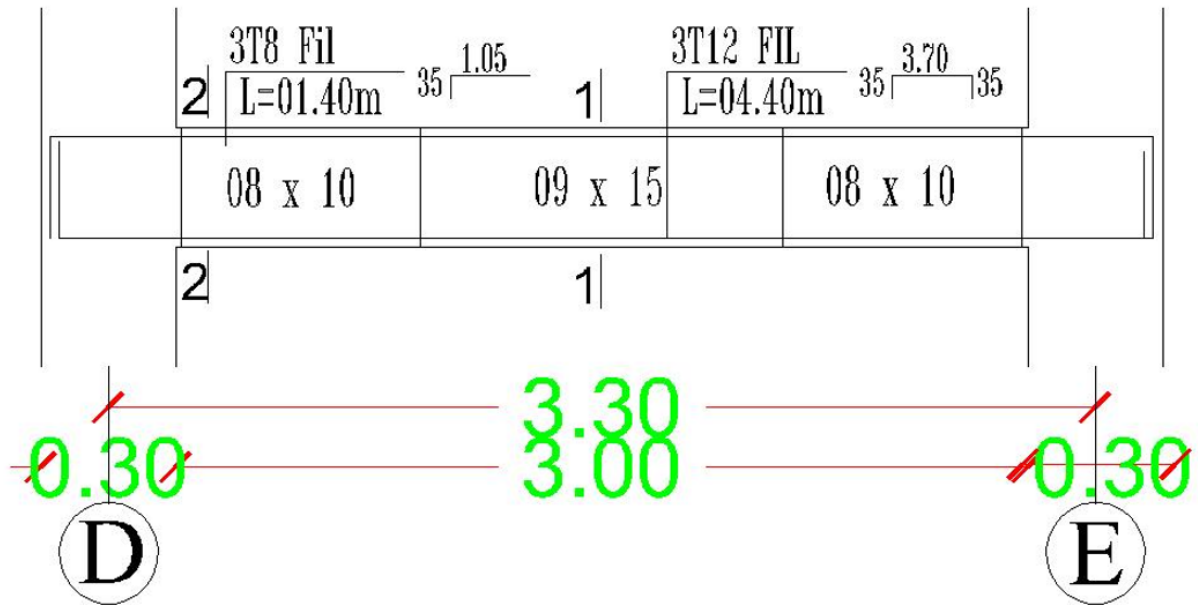
Poutre palière : $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}^2$

Armatures longitudinales :

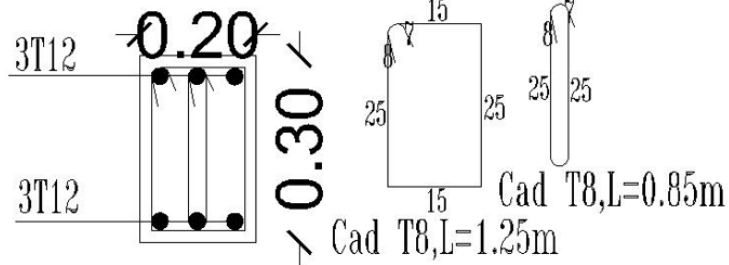
- ✓ En travée : $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39$
- ✓ Aux appuis : $A_a = 3 \text{ HA } 8 = 1,50$

Armatures transversales :

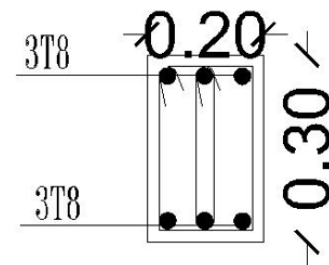
- ✓ $A_{rt} = 2 \text{ HA } 8$




COUPE 1-1



COUPE 2-2



FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

A decorative graphic of a scroll with a black outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the text.

Chapitre IV
Etude de
Contreventement

Introduction :

Le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité et la rigidité d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux causés par le séisme, le vent, et le poussé des terres, ces éléments structuraux assurent la transmission de ses efforts jusqu'aux fondations de l'ouvrage.

Un contreventement peut être réalisé par :

- Portiques constitués des poteaux et poutres
- Voiles rigides simple ou composé.

Etude de contreventement :**Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

- La rigidité linéaire d'un poteau est : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- La rigidité linéaire d'une poutre est : $K_{poutre} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

IV-1-calcul des rigidités portique :

I : moment d'inertie de l'élément : $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

h_c : hauteur du poteau: $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$

L_c : longueur de la poutre $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$

Avec :

h̄ : Hauteur entre nus des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

L̄ : Longueur de la poutre entre nus des appuis $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

h_e : Hauteur entre nu d'appuis (poutres).

h_c : Hauteur des poteaux entre axe des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux

L_c : Longueur de la poutre entre axe des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

IV-1-1 calcul de rigidité linéaire des poteaux :

Niveaux	b (Cm)	h (Cm)	I (Cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (Cm)	\bar{h} (Cm)	e _{pot} (Cm)	h _c (Cm)	K _{poteau}
5	35	35	125052,08	306	35	271	35	288,5	433,46
4	35	35	125052,08	306			35		433,46
3	35	35	125052,08	306			35		433,46
2	40	40	213333,33	306			40	291	733,10
1	40	40	213333,33	306			40		733,10
RDC	40	40	213333,33	306			40		733,10
S-Sol 1	45	45	341718,75	425		390	45	412,5	828,41

Tableau IV-1 rigidité des poteaux dans le sens X-X

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K _{poteau}
5	35	35	125052,08	306	40	266	35	283,5	441,1
4	35	35	125052,08	306			35		441,1
3	35	35	125052,08	306			35		441,1
2	40	40	213333,33	306			40	286	745,92
1	40	40	213333,33	306			40		745,92
RDC	40	40	213333,33	306			40		745,92
S-Sol 1	45	45	341718,75	425		385	45	407,5	838,57

Tableau IV-2 rigidité des poteaux dans le sens Y-Y

IV-1-2 calcul de rigidité linéaire des poutres :

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (c 5m)	L _c (cm)	K _{poutre}
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	1	20	35	23333,33	335	35	300	35	317,5	73,49
	2				425		390	35	407,5	57,26
	3				300		265	35	282,5	82,6
	4				330		295	35	312,5	74,67
	5				300		265	35	282,5	82,6
	6				420		385	35	402,5	57,97
	7				320		285	35	302,5	77,13
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	1	20	35		335	40	295	35	312,5	74,67
	2				425		390	35	407,5	57,26
	3				300		260	35	277,5	84,08
	4				330		290	35	307,5	75,88
	5				300		260	35	277,5	84,08
	6				420		380	35	397,7	58,67
	7				320		280	35	297,5	78,43
S-SOL	1	20	35		335	45	290	35	307,5	75,88
	2				425		385	35	402,5	57,97
	3				300		255	35	272,5	85,63
	4				330		285	35	302,5	77,13
	5				300		255	35	272,5	85,63
	6				420		375	35	392,5	59,45
	7				320		275	35	292,5	79,77

Tableau IV-3 rigidité des poutres dans le sens X-X

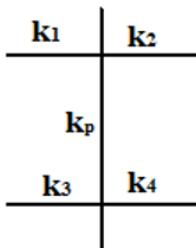
Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L ₀	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K _{poutre}
3 ^{ème} ,4 ^{ème}	1	25	40	133333,33	530	35	495	40	515	258,9
	5 ^{ème} étage				2		440		405	425
RDC,1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	1				530	40	490		510	261,44
	2				440		400		420	317,46
S-SOL	1				530	45	485		505	264,03
	2				440		395		415	321,29

Tableau IV-4 rigidité des poutres dans le sens Y-Y

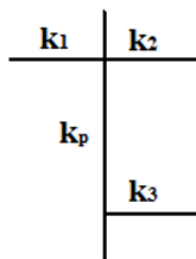
IV-1-3 Calcul des coefficients (rigidités moyennes) :

➤ **Etage courant :**

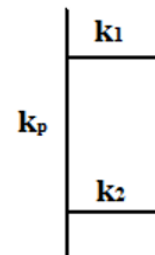
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$



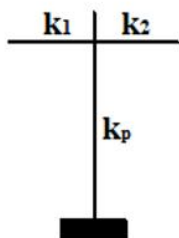
$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



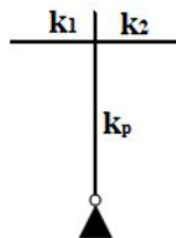
$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

➤ **Premier niveau :**

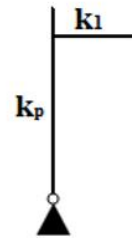
$$\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (\text{poutres sup})}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



- **Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :**

- **1^{er} Cas** : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- **2^{ème} Cas** : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

- **Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :**

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Avec : E : module de déformations instantanées du béton.

- **Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :**

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

IV-1-3 Calcul de la rigidité des portiques :

Niveaux	Tra vée	K_{poutre} (cm^3)	Pot	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	(1-1)	73,49	1	441,1	0,15	0,07	32164,2	283,5	148,28	1080,32
	(2-2)	57,26	2		0,16	0,07			148,28	
	(3-3)	82,6	3		0,18	0,08			169,46	
	(4-4)	74,67	4		0,18	0,08			169,46	
	(5-5)	82,6	5		0,16	0,07			148,28	
	(6-6)	57,97	6		0,15	0,07			148,28	
	(7-7)	77,13	7		0,15	0,07			148,28	
RDC 1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	(1-1)	74,67	1	745,92	0,09	0,04	32164,2	286	140,79	1055,95
	(2-2)	57,26	2		0,09	0,04			140,79	
	(3-3)	84,08	3		0,11	0,05			176	
	(4-4)	75,88	4		0,11	0,05			176	
	(5-5)	84,08	5		0,09	0,04			140,79	
	(6-6)	58,67	6		0,09	0,04			140,79	
	(7-7)	78,43	7		0,09	0,04			140,79	
S-SOL	(1-1)	75,88	1	838,57	0,09	0,28	32164,2	407,5	545,75	4132,11
	(2-2)	57,97	2		0,69	0,44			857,61	
	(3-3)	85,63	3		0,102	0,28			545,75	
	(4-4)	77,13	4		0,09	0,28			545,75	
	(5-5)	85,63	5		0,102	0,28			545,75	
	(6-6)	59,45	6		0,07	0,28			545,75	
	(7-7)	79,77	7		0,09	0,28			545,75	

Tableau IV-5 rigidité des portiques dans le sens X-X

Niveaux	Travée	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	a_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
3 ^{ème} ,4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	(A-A)	258,9	1	433,46	0,66	0,25	32164,2	288,5	502,52	1005,04
	(B-B)	313,73	2	433,46	0,66	0,25	32164,2		502,52	
RDC,1 ^{ère} , 2 ^{ème} étage	(A-A)	261,44	1	733,10	0,39	0,16	32164,2	291	534,63	1069,26
	(B-B)	317,46	2	733,10	0,39	0,16	32164,2		534,63	
Sous-Sol	(A-A)	264,03	1	828,41	0,32	0,35	32164,2	412,5	657,69	1315,38
	(B-B)	321,29	2	828,41	0,32	0,35	32164,2		657,69	

Tableau IV-6 rigidité des portiques dans le sens Y-Y

IV-1-4 Calcul de la rigidité des voiles :

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm^4)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j (N/m)	R_x^j $= \sum r_x^j$
Etages courant	VL1	20	120	80000	32164,2	306	1077,65	5298,46
	VL2	20	330	220000	32164,2	306	2963,55	
	VL3	20	140	93333,33	32164,2	306	1257,26	
S-SOL	VL1	20	120	80000	32164,2	425	402,23	1977,64
	VL2	20	330	220000	32164,2	425	1106,14	
	VL3	20	140	93333,33	32164,2	425	469,27	

Tableau IV-7 rigidité des voiles dans le sens X-X

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_y (cm^4)	E (MPa)	h_e (cm)	r_y^j (N/m)	R_x^j $= \sum r_y^j$
Etages courant	VT1	20	300	45000000	32164,2	306	606180,88	606180,88
S-SOL	VT1	20	300	45000000	32164,2	425	226255,80	226255,80

Tableau IV-8 rigidité des voiles dans le sens Y-Y

IV-1-5 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + Voiles	
	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j	R_x^j	R_y^j
ET3→ ET5	1080,32	1005,04	5298,46	606180,88	6378,78	607185,92
RDC→ ET2	1055,95	1069,26	5298,46	606180,88	6354,41	607250,14
S-SOL	4132,11	1315,38	1977,64	226255,80	6109,75	227571,18

Tableau IV-9 l'ensemble de rigidité portique + voiles dans le sens X-X

IV-1-6 Calcul de Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique :

	Rigidité	Pourcentage
Portique	6268,38	33,26%
Voiles	12574,56	66,74%
Portique + voiles	18842,94	100%

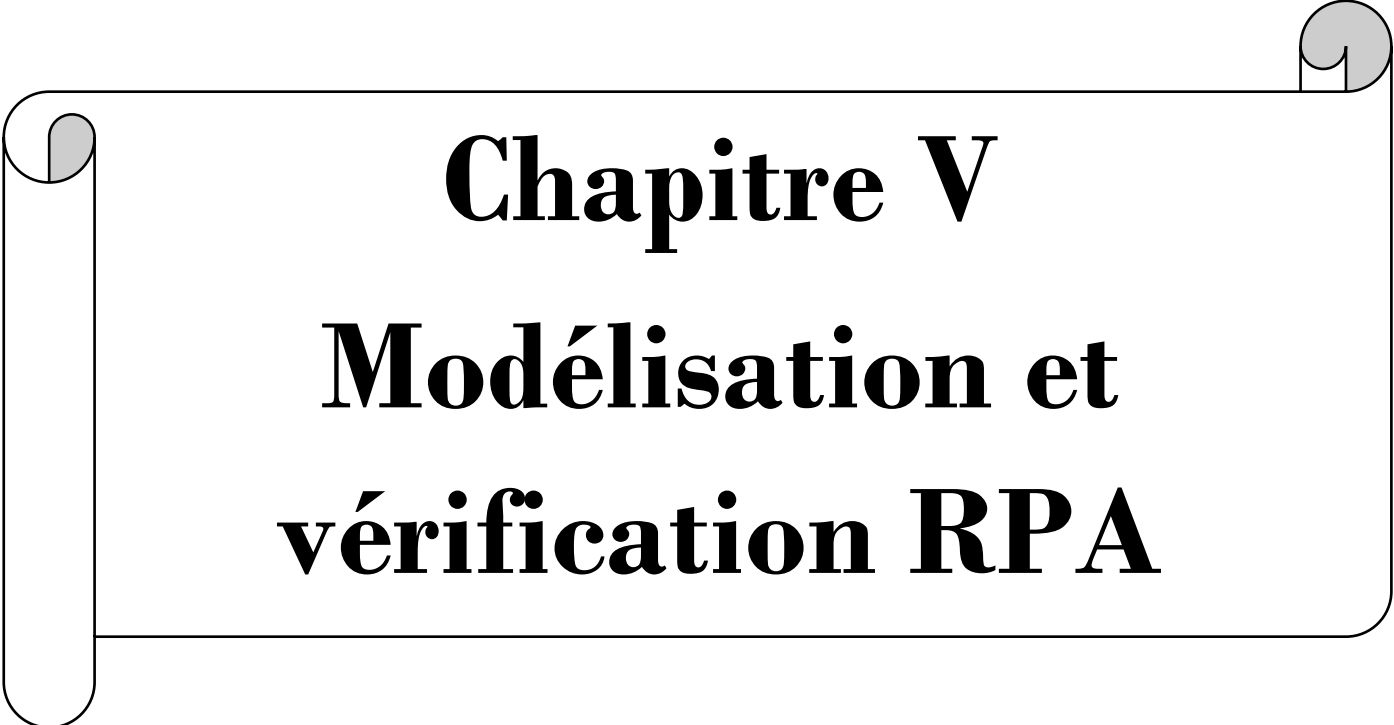
Tableau IV-10 Pourcentage de la rigidité des Voiles + Portique dans le sens X-X

	Rigidité	Pourcentage
Portique	3389,68	0,23%
Voiles	1438617,56	99,77%
Portique + voiles	1442007,24	100%

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

Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenu dans cette étude, et d'après le RPA article 3.4, que Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, et tant que notre structure est simple de 5 étages et un seul sous-sol avec des section des poteaux sont grands, et on n'a pas beaucoup de voiles, alors dans notre cas on constate que notre structure est mixte.

A decorative border resembling a scroll, with a black outline and grey shaded areas at the top and bottom corners, framing the text.

Chapitre V

Modélisation et vérification RPA

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe le calcul sismique qui demande des méthodes fastidieuses très long dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats fiables et plus précis

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V-1 Description du logiciel ETABS :

(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil Il est basé sur la méthode des éléments finis son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAF

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Concrete : béton

Joints : nœuds

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Frame : portique (cadre)

Define : définir

Shell : voile Steel : acier

Restraints : degrés de liberté (D.D.L)

Frame section : coffrage d'un élément linéaire

Loads : charge

Column : poteau

Materials : matériaux

Beam : poutre

V-2 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA99/version2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

V-3 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'**icône de l'ETABS**



V-3-1 Etapes de modélisation :

1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « KN-m » comme unités de base pour les forces et les déplacements :

➤ Géométrie de base :

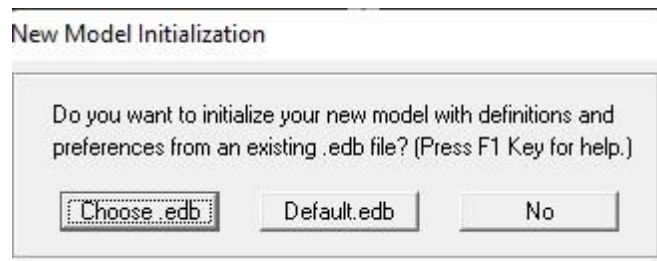
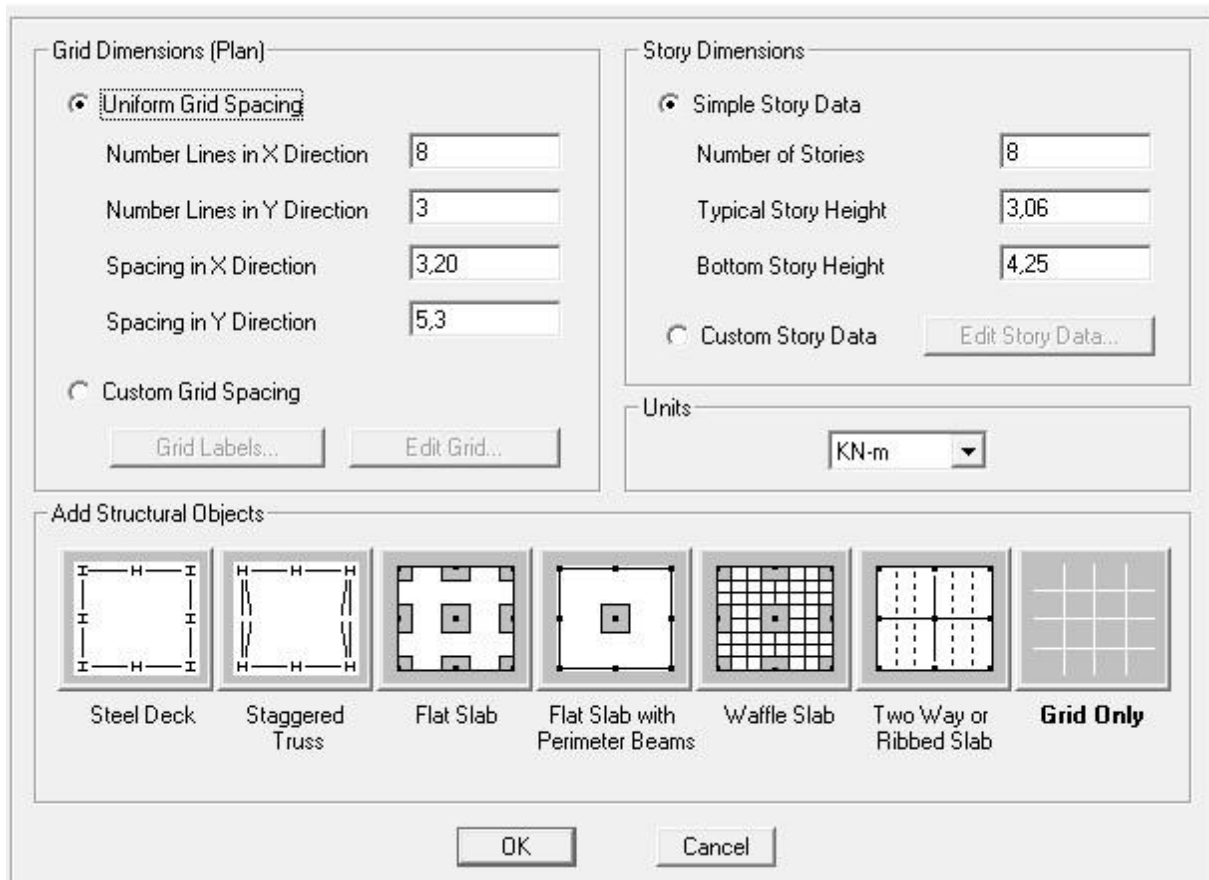
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne « File » puis « New model », cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages

Building Plan Grid System and Story Data Definition



➤ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	5ETG	3.06	22.61	Yes		No	0,
7	4ETG	3.06	19.55	No	RDC	No	0,
6	3ETG	3.06	16.49	No	RDC	No	0,
5	2ETG	3.06	13.43	No	RDC	No	0,
4	1ETG	3.06	10.37	No	RDC	No	0,
3	RDC	3.06	7.31	Yes		No	0,
2	S-SOL	4.25	4.25	Yes		No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Top	
2	B	3.35	Primary	Show	Top	
3	C	7,6	Primary	Show	Top	
4	D	10,6	Primary	Show	Top	
5	E	13,9	Primary	Show	Top	
6	F	16,9	Primary	Show	Top	
7	G	21,1	Primary	Show	Top	
8	H	24,3	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	5,3	Primary	Show	Left	
2	2	9,7	Primary	Show	Left	
3	3	0	Primary	Show	Left	
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units:

Display Grids as: Ordinate Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size:

2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton

Material Property Data

The dialog box is titled "Material Property Data" and is divided into several sections:

- Material Name:** A text box containing "BETON25".
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for "Isotropic" (selected) and "Orthotropic".
- Type of Design:** A dropdown menu set to "Concrete".
- Analysis Property Data:** A list of mechanical properties with corresponding input fields:
 - Mass per unit Volume: 2,5
 - Weight per unit Volume: 25,
 - Modulus of Elasticity: 32164195,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 1,000E-05
 - Shear Modulus: 13401747,9
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: [empty field]

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.

3) Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...)

Define Frame Properties

The dialog box is titled "Define Frame Properties" and contains the following elements:


- Properties:** A list box with a search field "Type in property to find:". The list includes:
 - PCHAINAGE (highlighted)
 - POT3/5ETG
 - POTRDC/2ETG
 - POTSSOL
 - PP
 - PPALIERE
 - PS
 - PT3535
- Click to:** A section with four buttons:
 - Import I/Wide Flange (dropdown)
 - Add I/Wide Flange (dropdown)
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom.


- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris où en utilisant

 l'outil de sélection rapide dans la barre d'outils flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :


Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouvel élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

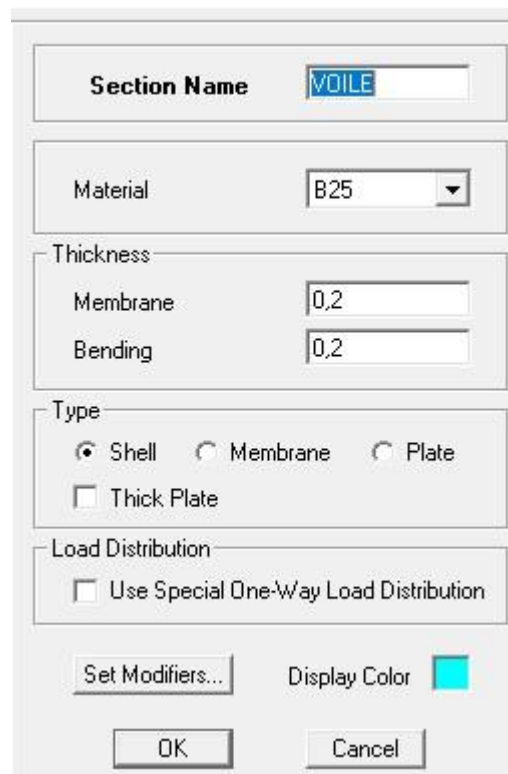
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

- **Voile :**

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « **Add New Wall** » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la **Wall/Slab Section** fenêtre de travail



The image shows a software dialog box titled "Wall/Slab Section". It has several sections:

- Section Name:** A text input field containing "VOILE".
- Material:** A dropdown menu showing "B25".
- Thickness:** Two input fields: "Membrane" with "0,2" and "Bending" with "0,2".
- Type:** Radio buttons for "Shell" (selected), "Membrane", and "Plate". A checkbox for "Thick Plate" is also present.
- Load Distribution:** A checkbox for "Use Special One-Way Load Distribution" which is unchecked.
- Buttons:** "Set Modifiers...", "Display Color" (with a cyan color swatch), "OK", and "Cancel".

4) Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

Appuis :

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris



5) Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charge statique (G et Q) :** pour les définir on clique sur : « **Define/Load Cases** ».
- **Charges permanentes :** **Load Name** (Nom de la charge): **G** **Type :** **DEAD**(permanente)

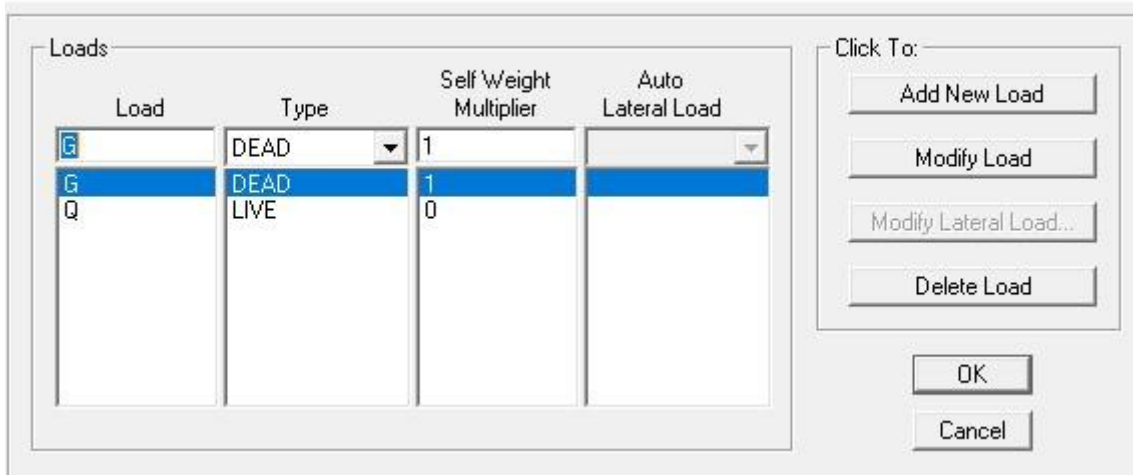
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges :** **Load Name** (Nom de la charge): **Q**


Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define Static Load Case Names



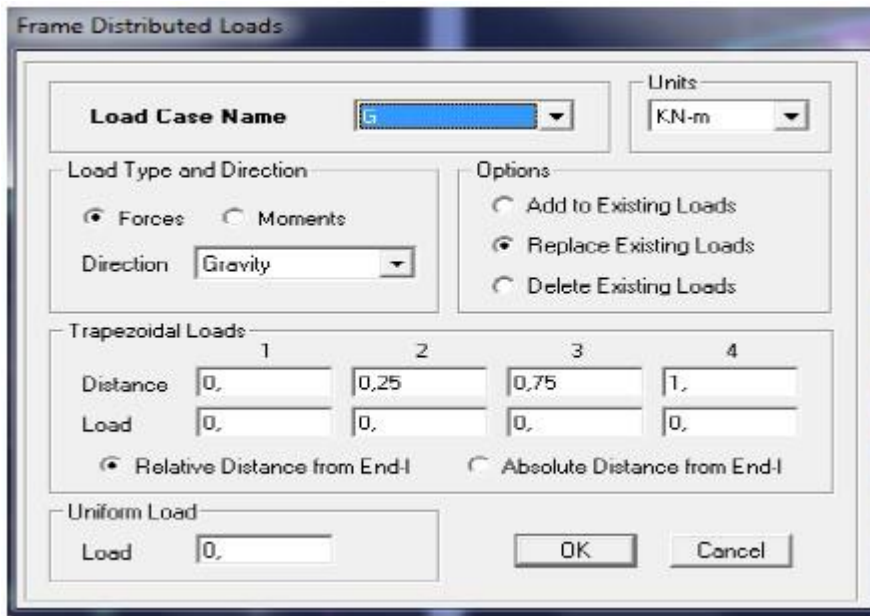
• **CHARGEMENT :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

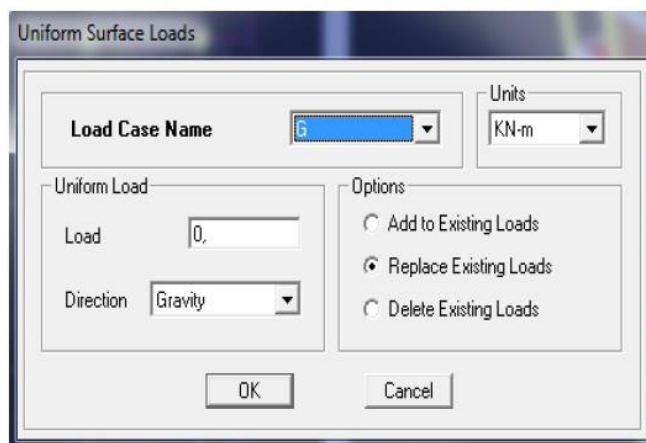
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge

- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- **La valeur de la charge uniformément répartie**



Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :



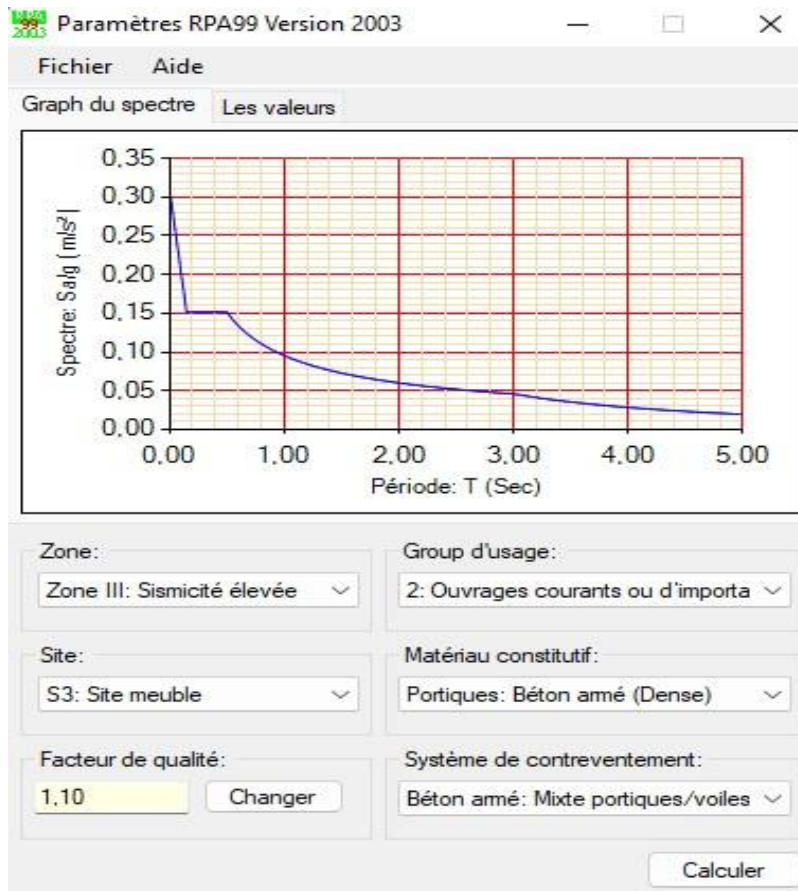
- On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations


Plancher	G(KN/M2)	Q(KN/ml)
Terrasse inaccessible	5,83	1
Etage courant	5,1	1,5

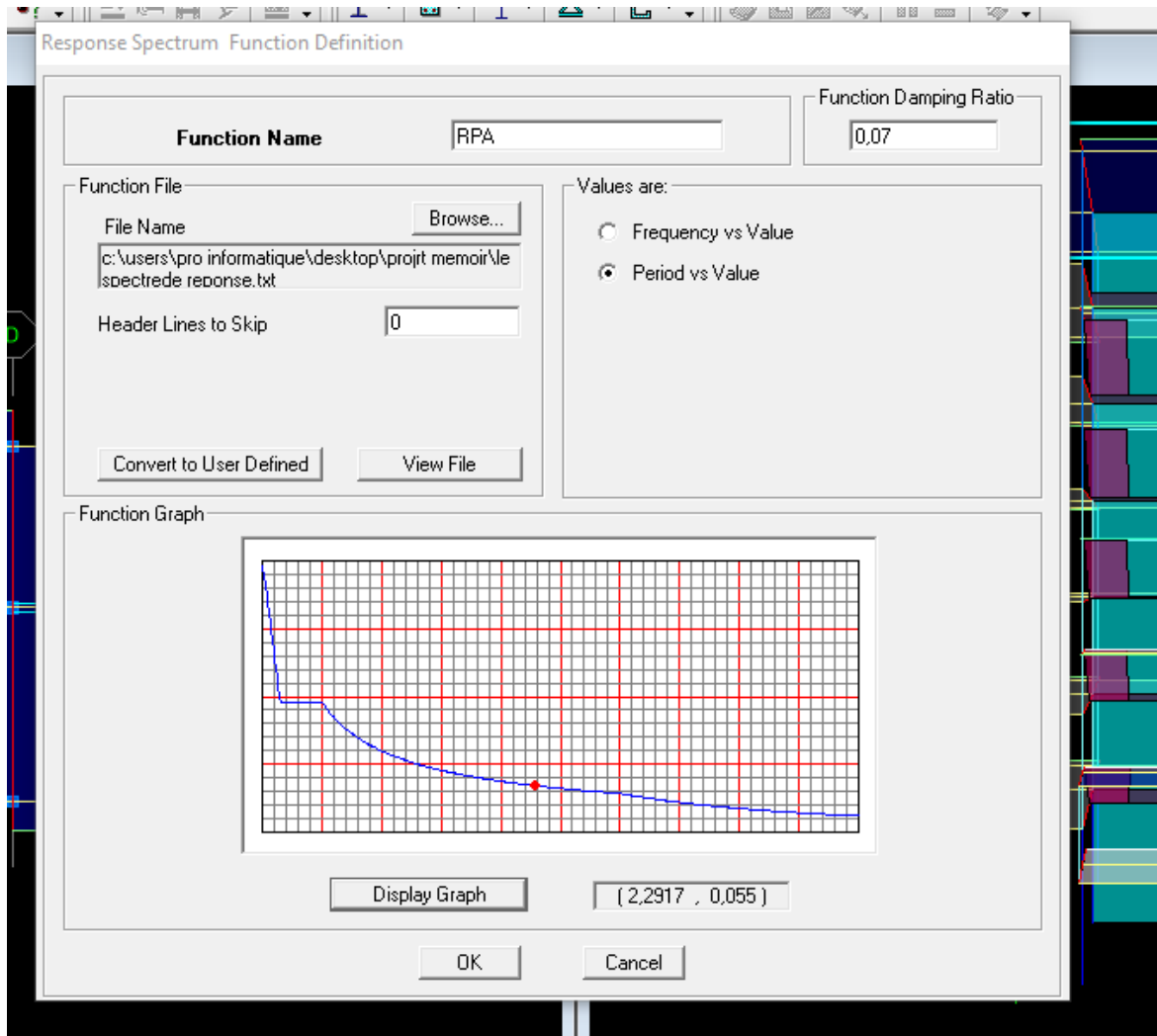
- On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :

Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

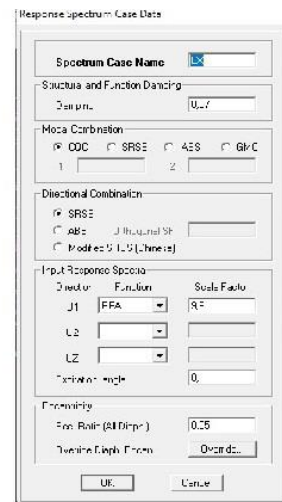
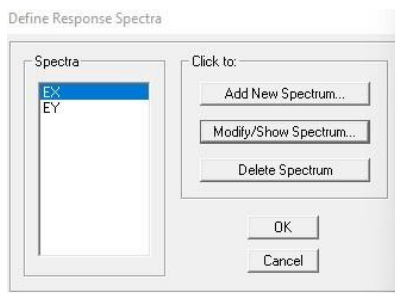
- La zone : III
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement portique-voile (R = 5).
- Le coefficient d'amortissement A : A = 0,25 (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- Site : S3. (Site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma Pq$: Q=1,1




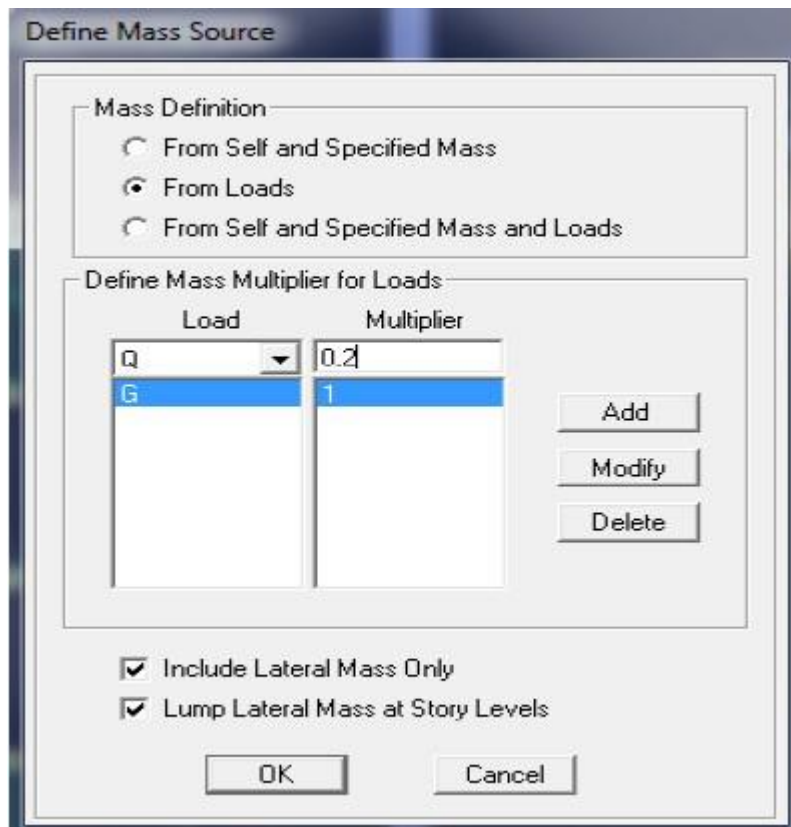
- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant 



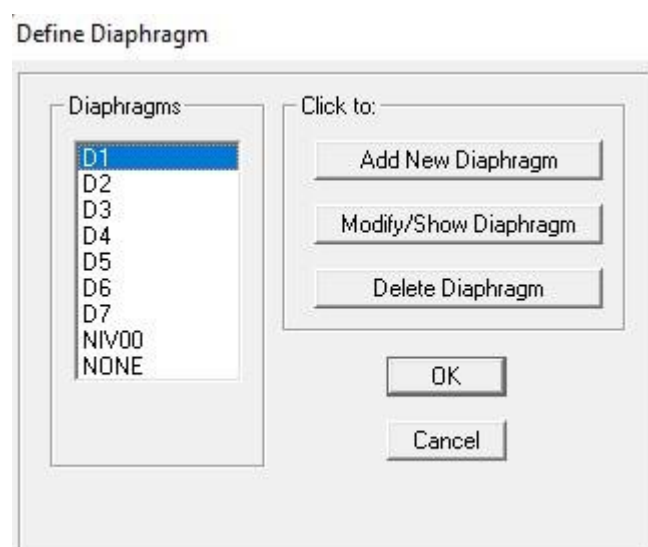
- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



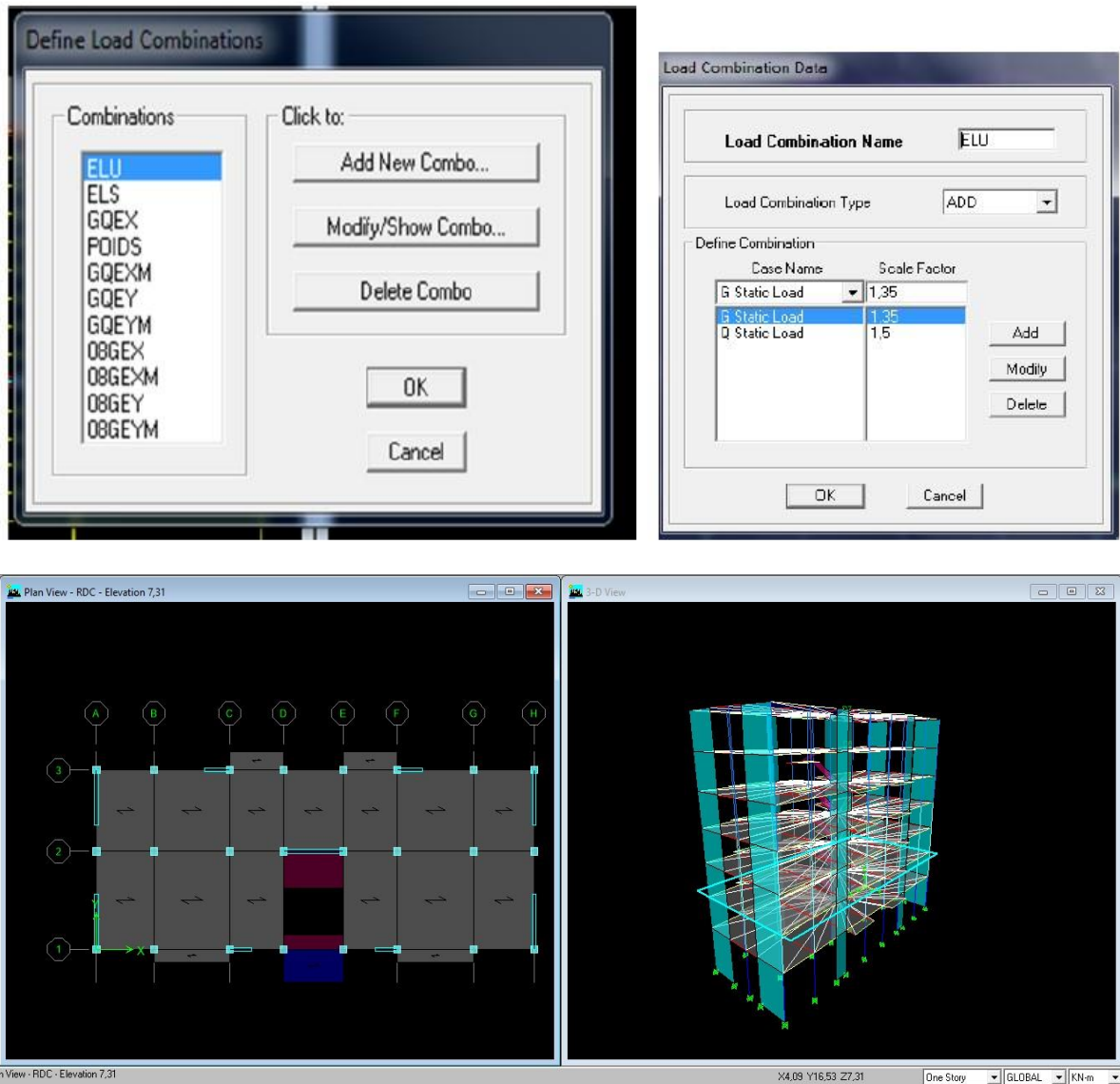
- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci suivant 



- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant 



- Introduire les combinaisons d’actions en utilisant le raccourci suivant



V.4. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d’application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d’analyse modale spectrale.
3. La méthode d’analyse dynamique par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de Conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA. Art 4.3.3.)}$$

V-5 Méthode dynamique modale spectrale :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante

- **A** : Coefficient d'accélération de zone donné par **(le tableau 4.1)**
A=0.25 (Zone III ; Groupe2)
- **ζ** : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux **(tableau4.2)**
ζ=7%
- **h** : facteur de correction d'amortissement : $h = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq 0,7$
- **R** : coefficient de comportement de la structure **(tableau 4.3)**
R=5 (mixte portique -voile))
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
 $\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,5s \end{cases}$ (Site meuble)
- **Q** : facteur de qualité (tableau 4.4)
Q=1,1

V-6 Vérification du déplacement de la structure selon les modes :

On clique sur **display** puis **Show table**, et on coche **Modal information** → **Modal Participating Mass Ratios**

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,629434	71,0140	0,0038	0,0000	71,0140	0,0038	0,0000	0,005
2	0,442175	0,0037	64,0571	0,0000	71,0177	64,0609	0,0000	95,588
3	0,330716	0,0061	0,0002	0,0000	71,0238	64,0611	0,0000	0,000
4	0,164504	16,8797	0,0000	0,0000	87,9035	64,0612	0,0000	0,000
5	0,109321	0,0000	18,1973	0,0000	87,9035	82,2584	0,0000	2,958
6	0,077810	0,1579	0,0000	0,0000	88,0615	82,2584	0,0000	0,000
7	0,073167	6,5081	0,0001	0,0000	94,5696	82,2586	0,0000	0,000
8	0,049573	0,0000	9,2916	0,0000	94,5696	91,5502	0,0000	1,017
9	0,043084	2,8131	0,0001	0,0000	97,3827	91,5503	0,0000	0,000
10	0,037685	0,0729	0,0144	0,0000	97,4556	91,5647	0,0000	0,001
11	0,035129	0,0453	0,0199	0,0000	97,5009	91,5846	0,0000	0,001
12	0,034982	0,0034	0,0015	0,0000	97,5042	91,5861	0,0000	0,000
13	0,033882	0,0188	0,3245	0,0000	97,5231	91,9105	0,0000	0,024
14	0,032807	0,0284	0,2628	0,0000	97,5515	92,1733	0,0000	0,015
15	0,032542	0,1554	0,0473	0,0000	97,7069	92,2206	0,0000	0,004
16	0,032423	0,0046	0,8162	0,0000	97,7115	93,0368	0,0000	0,039
17	0,031660	0,0008	0,0467	0,0000	97,7122	93,0836	0,0000	0,003
18	0,030665	0,1821	0,0387	0,0000	97,8044	93,1233	0,0000	0,003

OK

On a :

Mode 1 : $U_x = 71,01\%$ → Translation suivant l'axe X-X

Mode 2 : $U_y = 64,05\%$ → Translation suivant l'axe Y-Y

V-7 Vérification du pourcentage de 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).

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,629434	71,0140	0,0038	0,0000	71,0140	0,0038	0,0000	0,005
▶	2	0,442175	0,0037	64,0571	0,0000	71,0177	64,0609	0,0000	95,588
	3	0,330716	0,0061	0,0002	0,0000	71,0238	64,0611	0,0000	0,000
	4	0,164504	16,8797	0,0000	0,0000	87,9035	64,0612	0,0000	0,000
	5	0,109321	0,0000	18,1973	0,0000	87,9035	82,2584	0,0000	2,958
	6	0,077810	0,1579	0,0000	0,0000	88,0615	82,2584	0,0000	0,000
	7	0,073167	6,5081	0,0001	0,0000	94,5696	82,2586	0,0000	0,000
	8	0,049573	0,0000	9,2916	0,0000	94,5696	91,5502	0,0000	1,017
	9	0,043084	2,8131	0,0001	0,0000	97,3827	91,5503	0,0000	0,000
	10	0,037685	0,0729	0,0144	0,0000	97,4556	91,5647	0,0000	0,001
	11	0,035129	0,0453	0,0199	0,0000	97,5009	91,5846	0,0000	0,001
	12	0,034982	0,0034	0,0015	0,0000	97,5042	91,5861	0,0000	0,000
	13	0,033882	0,0188	0,3245	0,0000	97,5231	91,9105	0,0000	0,024
	14	0,032807	0,0284	0,2628	0,0000	97,5515	92,1733	0,0000	0,015
	15	0,032542	0,1554	0,0473	0,0000	97,7069	92,2206	0,0000	0,004
	16	0,032423	0,0046	0,8162	0,0000	97,7115	93,0368	0,0000	0,039
	17	0,031660	0,0008	0,0467	0,0000	97,7122	93,0836	0,0000	0,003
	18	0,030685	0,1821	0,0387	0,0000	97,8844	93,1233	0,0000	0,002

OK

La somme des masses modales dans **8ème mode** dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions ; **d’où la condition du RPA est vérifiée**

Donc le nombre de modes à retenir est 8 modes de vibration

V-8 Vérification de la période :

La période fondamentale « T » de la structure peut être estimée de la formule empirique suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par **le tableau 4.6 RPA 99version 2003**

$C_T=0,05$

- **Calcul de la période empirique :**

$$T=0,05 \times 22,61^{3/4} = 0,518s$$

- **Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj}=T+30\%T = 0,673s$$

- **Détermination de la période par logiciel ETABS :**

On clique **Display** puis sur **Show tables**

On coche **ANALYSIS RESULTS** →modal information →Building Modal information
→modal participating mass ratios

Puis on définit les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos→OK→OK

Empirique : $T=0,518s$

-la période majorée : $T_{maj} = 0,673s$

-la période ETABS : $T_{ETABS} = 0,625s$

On remarque que :

$T < T_{ETABS} < T_{maj}$

D'où la condition su RPA est vérifiée

V-9 Vérification de l'effort tranchant a la base :

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : **(RPA99v2003/Art 4.3.6)**

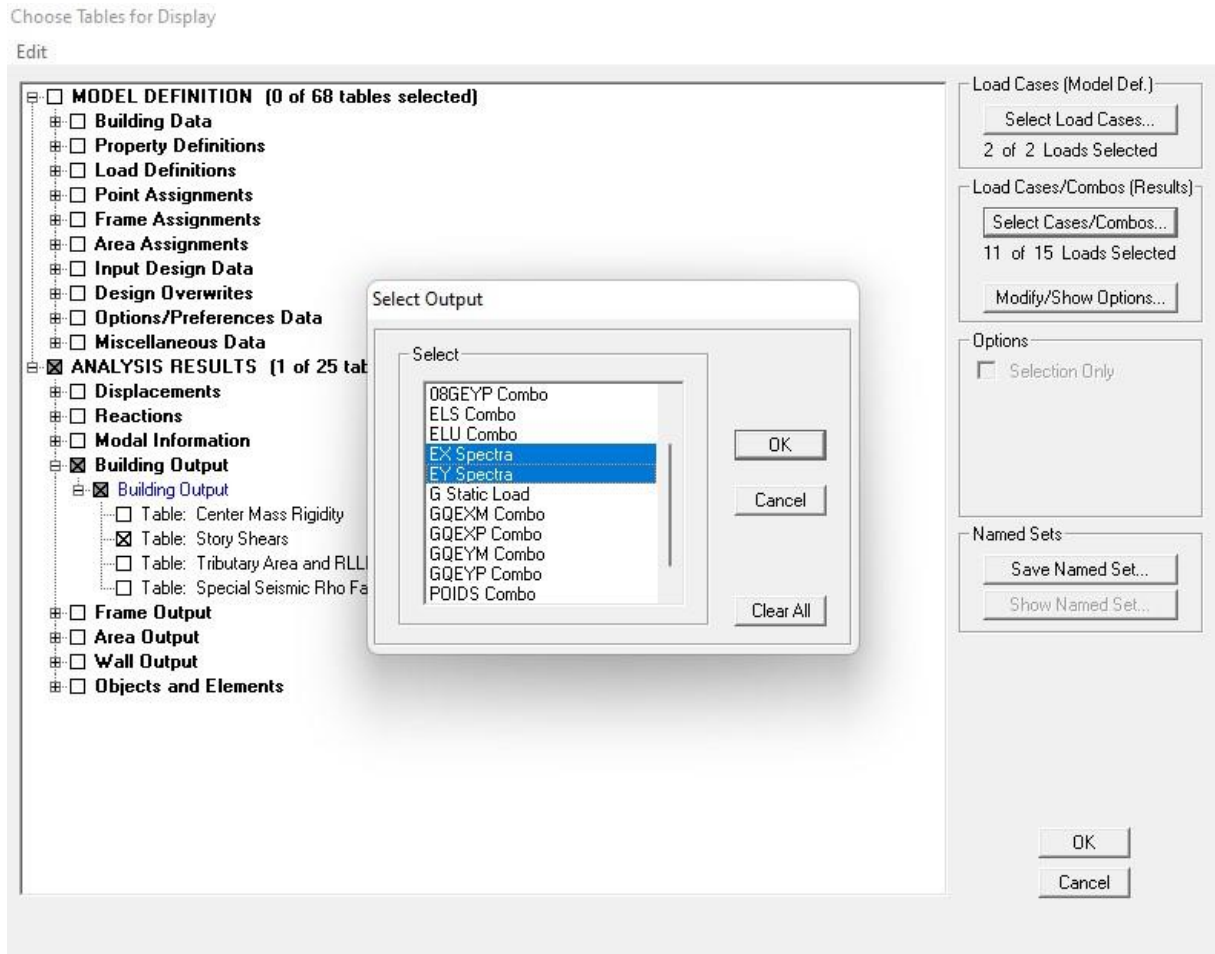
$$V_{base,MSM} \geq 80\% V_{base,MSE}$$

➤ $V_{base,MSM}$:

- L'effort tranchant sous E :

On clique sur :

Display → Show Table → Select Cases /Combos E spectra → Story Shears → OK



Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	3ETG	EY	Bottom	0,00	12,11	1307,63	17672,449	8629,820	79,19
	2ETG	EX	Top	0,00	1376,31	14,42	7746,028	79,144	7513,0
	2ETG	EX	Bottom	0,00	1384,39	14,69	7753,537	123,327	11573,5
	2ETG	EY	Top	0,00	14,50	1535,76	20914,686	8629,820	79,19
	2ETG	EY	Bottom	0,00	14,46	1544,28	21018,882	13091,282	122,2
	1ETG	EX	Top	0,00	1547,88	16,02	8747,007	123,327	11573,5
	1ETG	EX	Bottom	0,00	1553,97	16,09	8753,651	171,805	16130,7
	1ETG	EY	Top	0,00	15,71	1712,04	23506,732	13091,282	122,2
	1ETG	EY	Bottom	0,00	15,72	1718,49	23585,588	18040,077	169,76
	RDC	EX	Top	0,00	1665,46	16,54	9463,691	171,805	16130,7
	RDC	EX	Bottom	0,00	1668,62	16,58	9468,376	222,161	21010,7
	RDC	EY	Top	0,00	16,58	1838,26	25493,257	18040,077	169,76
	RDC	EY	Bottom	0,00	16,50	1842,31	25542,632	23315,666	219,8
▶	S-SOL	EX	Top	0,00	1745,35	16,90	9969,735	222,161	21010,7
	S-SOL	EX	Bottom	10,32	577,72	26,10	10755,670	322,581	23714,5
	S-SOL	EY	Top	0,00	16,88	1923,39	26853,499	23315,666	219,8
	S-SOL	EY	Bottom	138,16	19,18	1632,29	23314,323	29775,341	1887,2

OK

D'après RPA99 la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{base,MSE} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (\text{RPA99version2003/Art4})$$

Avec :

D : facteur d'amplification dynamique moyen. il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T_2 associée au site.

Sa valeur est calculée par l'une des trois (3) équations

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

On a $0.518 < 3.0$ s

D'où

$$D = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.673}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.80$$

- **Le poids total de la structure :**

On clique sur:

Display → Show Tables → select Cases/ combos POIDS combo → Story shears → OK

On a donc

Choose Tables for Display

Edit

The screenshot shows a software interface with a tree view on the left and control panels on the right. The tree view is expanded to 'ANALYSIS RESULTS (1 of 27 tables selected)', which is further expanded to 'Building Output'. A 'Select Output' dialog box is open, displaying a list of output options: 08GEYP Combo, ELS Combo, ELU Combo, EX Spectra, EY Spectra, G Static Load, GQEXM Combo, GQEXP Combo, GQEYM Combo, GQEYP Combo, and POIDS Combo. The 'POIDS Combo' option is selected. The right-hand side of the interface contains panels for 'Load Cases (Model Def.)', 'Load Cases/Combos (Results)', 'Options', and 'Named Sets', each with various buttons and checkboxes.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	5ETG	POIDS	Top	2088,66	0,00	0,00	0,000	10004,671	-25349,951
	5ETG	POIDS	Bottom	2627,22	0,00	0,00	0,000	12702,826	-31864,988
	4ETG	POIDS	Top	4415,28	0,00	0,00	0,000	21670,310	-53576,403
	4ETG	POIDS	Bottom	5141,11	0,00	0,00	0,000	24573,623	-62344,882
	3ETG	POIDS	Top	6929,18	0,00	0,00	0,000	33541,106	-84056,297
	3ETG	POIDS	Bottom	7655,01	0,00	0,00	0,000	36444,419	-92824,777
	2ETG	POIDS	Top	9443,07	0,00	0,00	0,000	45411,903	-114536,191
	2ETG	POIDS	Bottom	10237,75	0,00	0,00	0,000	48659,465	-124136,461
	1ETG	POIDS	Top	12025,81	0,00	0,00	0,000	57626,949	-145847,881
	1ETG	POIDS	Bottom	12820,49	0,00	0,00	0,000	60874,511	-155448,151
	RDC	POIDS	Top	14608,56	0,00	0,00	0,000	69841,995	-177159,561
	RDC	POIDS	Bottom	15427,29	0,00	0,00	0,000	73040,964	-187052,471
	S-SOL	POIDS	Top	17086,71	0,00	0,00	0,000	81313,152	-207197,501
	S-SOL	POIDS	Bottom	18166,64	3,84	-117,88	-1354,550	87648,879	-220289,451

$$V_{base,MSE} = \frac{0,25 \times 1,8 \times 1,1}{5} \times 18166,84 = 1798.5KN$$

80% $V_{base,MSE} = 1438.8KN$

Et :

$V_x = 1745.35 > 80\%$ $V_{base,MSE} = 1438.8KN$

$V_y = 1923.39 > 80\%$ $V_{base,MSE} = 1438.8KN$

D’où la condition RPA est vérifiée

IV.10 Vérification de l’effort normal réduit :

On entend effort normale réduit le rapport :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times Fc28} \leq 0,3 \text{ (RPA 99v2003 Art7.1.3)}$$

Avec :

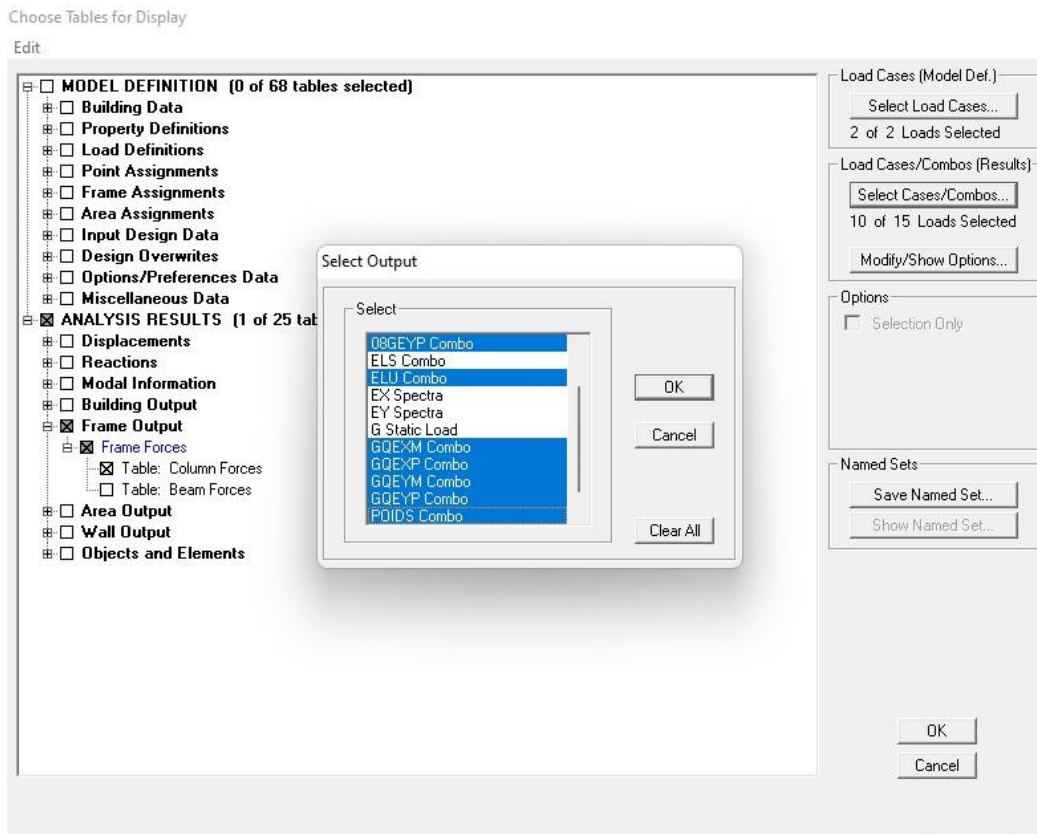
Bc: section du Poteau

Nd: effort normal max dans les poteaux sous (**0.8G±E et G+Q±E**)

Fc28 : la résistance caractéristique du béton

On sélectionne les poteaux (40×40 cm²) et on clique sur :

Display→**Show Tables** →**Select Cases /8compos +ELU**→**column Forces**



Column Forces

Edit View

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
5ETG	C1	GQEYM MAX	0,000	6,90	-2,10	0,03	0,138	0,196
5ETG	C1	GQEYM MAX	1,330	9,90	-2,10	0,03	0,138	0,178
5ETG	C1	GQEYM MAX	2,660	12,89	-2,10	0,03	0,138	0,342
5ETG	C1	GQEYM MIN	0,000	-40,72	-7,48	-0,30	-0,135	-0,55
5ETG	C1	GQEYM MIN	1,330	-37,73	-7,48	-0,30	-0,135	-0,17
5ETG	C1	GQEYM MIN	2,660	-34,74	-7,48	-0,30	-0,135	0,020
5ETG	C1	GQEYP MAX	0,000	6,90	-2,10	0,03	0,138	0,196
5ETG	C1	GQEYP MAX	1,330	9,90	-2,10	0,03	0,138	0,178
5ETG	C1	GQEYP MAX	2,660	12,89	-2,10	0,03	0,138	0,342
5ETG	C1	GQEYP MIN	0,000	-40,72	-7,48	-0,30	-0,135	-0,55
5ETG	C1	GQEYP MIN	1,330	-37,73	-7,48	-0,30	-0,135	-0,17
5ETG	C1	GQEYP MIN	2,660	-34,74	-7,48	-0,30	-0,135	0,020
5ETG	C1	08GEXP MAX	0,000	11,76	-0,46	0,08	0,137	0,251
5ETG	C1	08GEXP MAX	1,330	14,16	-0,46	0,08	0,137	0,179
5ETG	C1	08GEXP MAX	2,660	16,55	-0,46	0,08	0,137	0,284
5ETG	C1	08GEXP MIN	0,000	-35,86	-5,84	-0,26	-0,135	-0,49
5ETG	C1	08GEXP MIN	1,330	-33,47	-5,84	-0,26	-0,135	-0,17
5ETG	C1	08GEXP MIN	2,660	-31,07	-5,84	-0,26	-0,135	0,03

OK

on copie le tableau vers Excel et on trie de A a Z ; et on trouve :Nd=1496,23

on refait les même étapes pour les autre poteaux
-poteau45×45 cm² :

$$V = \frac{1496.23}{0,45 \times 0,45 \times 25000} = 0.295 \leq 0,3$$

-poteau40×40 cm² :

$$V = \frac{1176.77}{0,40 \times 0,40 \times 25000} = 0.294 \leq 0,3$$

-poteau35×35 cm² :

$$V = \frac{558.9}{0,35 \times 0,35 \times 25000} = 0.18 \leq 0,3$$

D’où la condition est vérifiée

V.11. Vérification de l’excentricité :

Dans cette étape, on doit vérifier l’écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer a la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables → Analysis Results → building output → Center Mass Rigidity

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	S-SOL	D1	255,5927	255,5927	12,119	4,891	255,5927	255,5927	12,119
	RDC	D2	253,0899	253,0899	12,127	4,893	253,0899	253,0899	12,127
	1ETG	D3	252,8278	252,8278	12,127	4,897	252,8278	252,8278	12,127
	2ETG	D4	249,3174	249,3174	12,127	4,896	249,3174	249,3174	12,127
	3ETG	D5	246,2404	246,2404	12,128	4,895	246,2404	246,2404	12,128
	4ETG	D6	241,9860	241,9860	12,141	4,944	241,9860	241,9860	12,141
	5ETG	D7	237,2574	237,2574	12,133	4,814	237,2574	237,2574	12,133

ex /XCM-XCR/	ey /YCM-XCR	5%lx	5%ly	condition
0,069	0,571	1,26	0,661	Vérifiée
0,036	0,397			Vérifiée
0,021	0,33			Vérifiée
0,011	0,32			Vérifiée
0,003	0,33			Vérifiée
0,014	0,388			Vérifiée
0,007	0,245			Vérifiée

VI 12- Vérification du déplacement :

a) Déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{article 4.4.3 RPA99 ver 2003})$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (tiré à partir du logiciel ETABS).

R : Coefficient de comportement global de la structure

• Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{article 4.4.3 RPA})$$

$$\text{Avec : } \Delta k < 1\%h_k \quad (\text{article 5.10 RPA99 ver 2003})$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**. on clique sur

Display → **Show Tables** on sélectionne les combinaisons **E** et on clique sur **Displacements** puis **Diaphragm CM**

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sens longitudinal : X-X

Niveau	R	(cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	1%hk (cm)	condition
5ETG	5	1,86	9,3	1,4	3,06	Vérifiée
4ETG	5	1,5	7,9	1,5	3,06	Vérifiée
3ETG	5	1,28	6,4	1,6	3,06	Vérifiée
2ETG	5	0,96	4,8	1,55	3,06	Vérifiée
1ETG	5	0,65	3,25	1,45	3,06	Vérifiée
RDC	5	0,36	1,8	1,15	4,25	Vérifiée
Sous sol	5	0,13	0,65	1,15	3,25	Vérifiée

Vérification des déplacements relatifs suivant le sens longitudinal

Sens transversal : Y-Y

Niveau	R	(cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	1%hk (cm)	condition
5ETG	5	1,06	5,3	1	3,06	Vérifiée
4ETG	5	0,86	4,3	1	3,06	Vérifiée
3ETG	5	0,66	3,3	1	3,06	Vérifiée
2ETG	5	0,46	2,3	0,9	3,06	Vérifiée
1ETG	5	0,28	1,4	0,8	3,06	Vérifiée
RDC	5	0,12	0,6	0,45	4,25	Vérifiée
Sous sol	5	0,03	0,15	0,45	3,25	Vérifiée

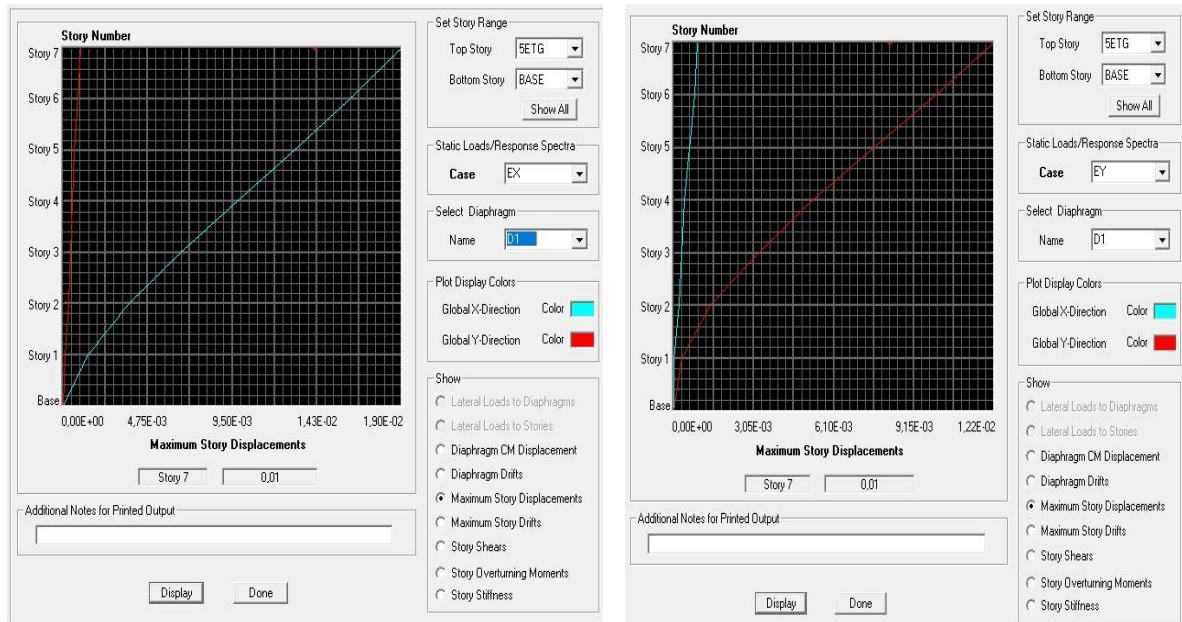
Vérification des déplacements relatifs suivant le sens transversalb) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500$$

f : la flèche admissible

H_t : la hauteur totale du bâtiment.



On a dans les deux sens $\delta_{max} = 0.01m$
 $0,01m < f = ht/500 = 22,61/500 = 0.045m$ d'où le déplacement maximal est vérifié.

IV.13 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des Bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = p_k; \Delta_k/V_k; h_k \leq 0.10 \text{ RPA(art5.9)}$$

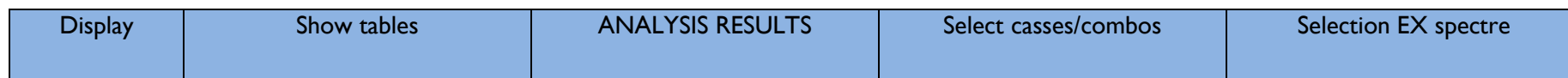
Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après $p_k = \sum_{i=k}^n (w_{GI} + \beta w_{Qi})$

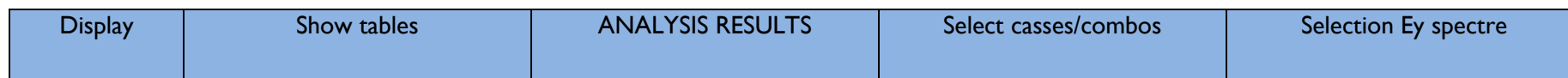
V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en Considérons-la le combinaison (G+Q+E).

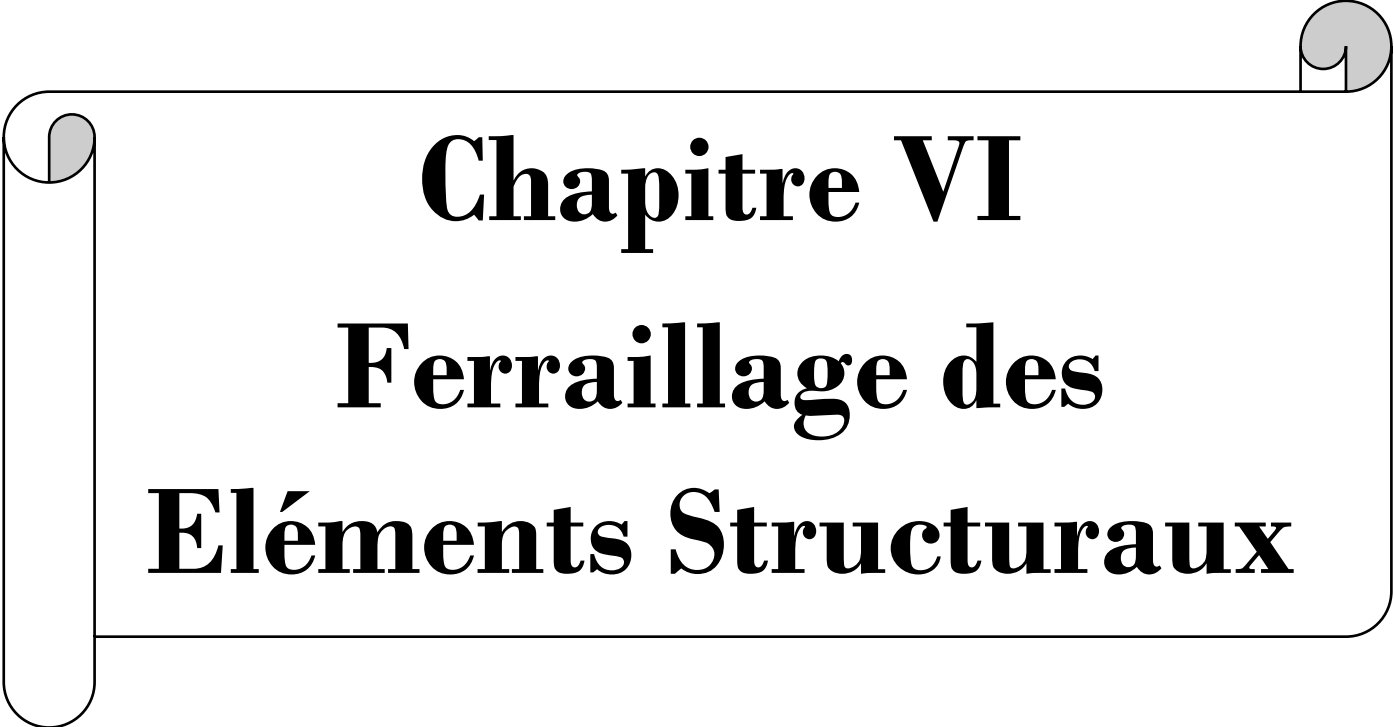
h_k : hauteur de l'étage « k »



Story	Pky (KN)	Δk (Y) m	V(KN)	hauteur	Pky* Δk	V*H	θ_y	$\theta_y < 0,10$
5ETG	2627,22	0,014	502,3	3,60	36,78	1808,28	0,02	VRAI
4ETG	5141,11	0,015	856,36	3,60	77,11	2620,46	0,029	VRAI
3ETG	7655,01	0,016	1147,84	3,60	122,46	3512,39	0,034	VRAI
2ETG	10237,75	0,0155	1378,03	3,60	158,68	4216,77	0,037	VRAI
1ETG	12820,49	0,0145	1550,94	3,60	185,89	4745,87	0,039	VRAI
RDC	15427,29	0,0115	1668,98	3,25	177,41	5424,18	0,032	VRAI
Sous -sol	18166,64	0,0115	1741,83	4,25	208,9	7402,77	0,028	VRAI



Story	Pky (KN)	Δk (Y) m	V(KN)	hauteur	Pky* Δk	V*H	θ_y	$\theta_y < 0,10$
5ETG	2627,22	0,01	612,87	3,06	26,27	1875,38	0,014	VRAI
4ETG	5141,11	0,01	998,5	3,06	51,41	3055,41	0,016	VRAI
3ETG	7655,01	0,01	1307,44	3,06	76,55	4000,76	0,019	VRAI
2ETG	10237,75	0,009	1544,92	3,06	92,14	4727,45	0,0194	VRAI
1ETG	12820,49	0,008	1719,18	3,06	102,56	5260,69	0,0194	VRAI
RDC	15427,29	0,0045	1844,61	3,25	69,42	5994,98	0,011	VRAI
Sous -sol	18166,64	0,0045	1920,89	4,25	81,74	8163,78	0,010	VRAI

A decorative border resembling a scroll, with a black outline and rounded corners. The top-left and top-right corners feature a grey scroll-like element. The text is centered within the scroll.

Chapitre VI
Ferraillage des
Éléments Structuraux

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants conforme aux règlements de l’RPA version 2003, et le CBA. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Voiles.
- Poutres.

V-1-Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui assurent la transmission des efforts jusqu’aux fondation de l’ouvrage, le calcul se fera en flexion composé dans les deux sens longitudinales et transversale, en tenant compte des combinaison suivants :

Combinaisons fondamentales : « **1er genre** » **BAEL 91**

1,35G + 1,5Q..... (ELU)

G + Q..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « **2ème genre** » **RPA 99 V2003**

G+Q± E

0.8G±E

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normale maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI-1-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

V-1-1- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :**0,9% en zone III**

- Leur pourcentage maximal et de : **4 % en zones courantes.**

6% en zones de recouvrement.

- le diamètre minimal est de **12mm.**

- la longueur minimale des recouvrements est de : **50∅ (zone III).**

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **20cm (zone III).**

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

- 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 donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max \left[\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60 \text{ cm} \right]$$

- **Détermination de la zone nodale :**

Poteau (45×45) : h=4,25 m

$$h' = \max \left[\frac{425 - 20}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right]$$

$$h' = 75 \text{ cm}$$

Poteau (40×40) : h=3,06m

$$h' = \max \left[\frac{306 - 20}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right]$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

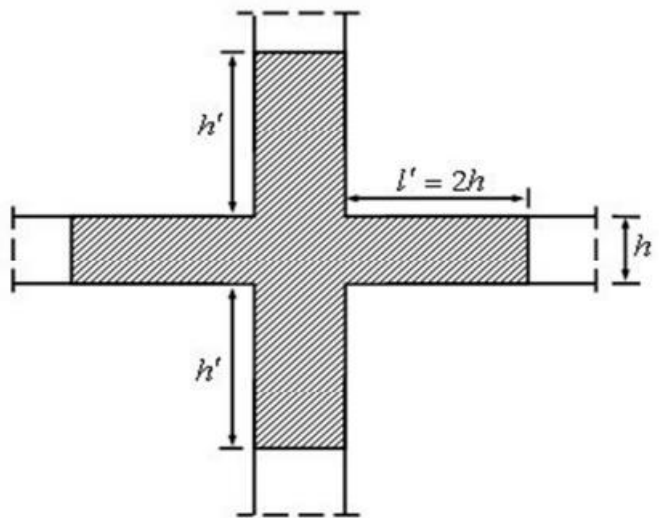
Poteau (35×35) : h=3,06m

$$h' = \max \left[\frac{306 - 20}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm} \right]$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$



FigureVI- 1-1 Délimitation de la zone nodale
RPA 99- modifié 2003/Article 7.4.2

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
S-Soul	45x45	18,23	81	121,5
RDC ;1 ^{ère} ;2 ^{ème} étage	40x40	14,4	64	96
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	35x35	11,03	49	73,5

Tableau VI-1-2 : les sections des armatures longitudinales.

V-1-2-calcul de la section d'armature à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).

➤ **La méthode de calcul :****- Calcul le centre de pression (l'excentricité) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \quad \text{selon la valeur de } e \text{ on distingue trois cas}$$

1^{ère} cas :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ et N est un effort normale de compression

=> Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures

Dans ce cas on a une section partiellement comprimée (SPC).

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b h^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = N \times G$$

M_f : le moment fictif

$$g = e + (h/2 - c')$$

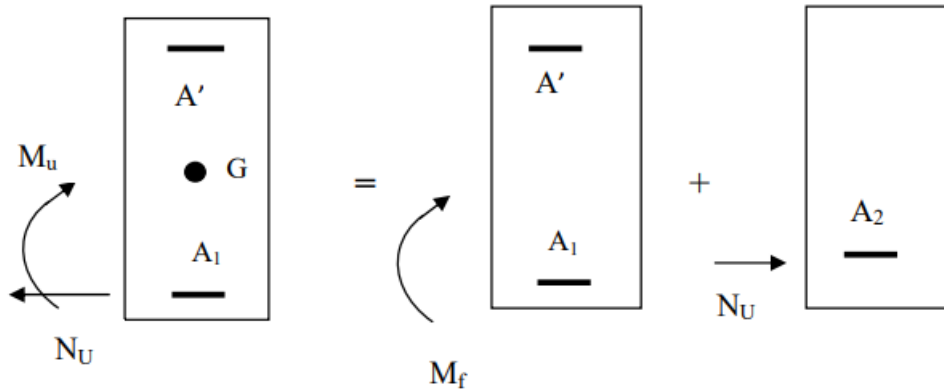


Figure VI-1-2 section d'un poteau partiellement comprimée

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

★ Si : $\mu_b < \mu_1 = 0,392$

=> la section est simplement armée

• **Calcul des armatures fictives :**

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad \beta \text{ tiré du tableau}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

• **Calcul des armatures réelles :**

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad A' = 0$$

★ Si : $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ => la section est doublement armée

• **Calcul d'armature en flexion simple :**

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec: $\Delta M = M_f - M_r$

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature : $A_s' = A_1'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

2^{ème} cas:

• $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$

=> Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, Dans ce cas on a une section entièrement comprimée (SEC).

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C) :**

On vérifie la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b h^2 f_{bc}$$

★ **Si la condition est vérifiée :** donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$$

★ **Si la condition n'est pas vérifiée :** donc la section n'a pas besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

V-1-3- Calcul de ferraillage des poteaux :

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel "SOCOTEC".

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N(KN)	M (KN.m)	Situation	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _{adop} (cm ²)
Zone I (45x45)	N _{max} =1496,23	M _{corr} =17,38	GQEx	SEC	0	0	18,23	4HA20+4HA16	20,6
	N _{min} =10,34	M _{corr} =17,853	GQEx	SPC	0	0,91			
	N _{corr} =672,42	M _{max} =208,495	GQEx	SPC	0	4,5			
Zone II (40x40)	N _{max} =1176,82	M _{corr} =13,712	ELU	SEC	0	0	14,4	4HA20+4HA12	17,08
	N _{min} =0,55	M _{corr} =65,543	GQEy	SPC	0	4,37			
	N _{corr} =36,75	M _{max} =121,651	0,8GEx	SPC	0	7,77			
Zone III (35x35)	N _{max} =581,59	M _{corr} =11,617	ELU	SEC	0	0	11,03	4HA16+4HA14	14,2
	N _{min} =7,69	M _{corr} =3,6	GQEx	SPC	0	0,2			
	N _{corr} =150,8	M _{max} =42,8	GQEx	SPC	0	1,36			

Tableau VI-1-3 Ferraillage des poteaux à l'ELU

➤ Les armatures transversales :

RPA Article 7.4.2.2

-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul.

- h_1 hauteur totale de la section brute.

- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- A_t : armatures transversales.

★ Le diamètre des armatures transversal d'après l'article **A 8.1.3 de BAEL 91 modifié 99** est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = 1/3 (\phi_l^{max}) = \frac{20}{3} = 6,67mm \text{ Soit : } \phi_t = \mathbf{8 mm}$$

ϕ_l^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

-La quantité d'armature transversales minimal $\frac{A_t}{St.b_1}$ en % est donné comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{min} = 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{min} = 0.8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limitées précédentes.

- St : espacement des armatures transversales, dont la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

★ **Dans la zone nodale :**

$St \leq 10 \text{ cm. en zone III}$

★ **Dans la zone courante :**

$St' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi_1)$ en zone III

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : la longueur de flambement des poteaux.

$$l_f = 0,7h_e$$

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

- **Calcul l'élancement géométrique :**

Poteau (45×45) : h=425 cm

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,45} = 6,61$$

$$\lambda_g = 6,61 > 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$$

Poteau (40×40) : h=306 cm

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36$$

$$\lambda_g = 5,36 > 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$$

Poteau (35×35) : h=306 cm

$$\lambda_g = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12$$

$$\lambda_g = 6,12 > 5 \Rightarrow A_{min} = 0.3\%$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Poteau (45×45) :

Dans la zone nodale :

$$St \leq 10 \text{ cm. en zone III}$$

$$A_t^{min} = 0,3 \% \times St \times b$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\phi_1) \text{ en zone III}$$

$$St' \leq \text{Min} \left(\frac{45}{2}, \frac{45}{2}, 10 \times 12 \right)$$

$$St' = 22,5 \text{ Soit : } St' = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Poteau (40×40) :

Dans la zone nodale :

$$St \leq 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq \text{Min} \left(\frac{40}{2}, \frac{40}{2}, 10 \times 12 \right)$$

$$St' = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } At = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Poteau (35×35) :

Dans la zone nodale :

$$St \leq 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq \text{Min} \left(\frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 10 \times 12 \right)$$

$$St' = 17,5 \quad \text{Soit : } St' = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58$$

$$\text{Soit : } At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Le calcul des armatures transversales des poteau sont résumé dans le tableau suivant

Section des poteau	Hauteur libre de poteau(m)	λ_g	ρ	V(KN)	St'(cm)		At (cm ²)		Atmin (cm ²)		A adoptée(cm ²)
					ZN	ZC	ZN	ZC	ZN	ZC	
45×45	4,25	6,62	2,5	295,47	10	15	0,46	0,92	1,35	2,03	5HA8
40×40	3,06	5,36	2,5	264,17	10	15	0,41	0,83	1,2	1,8	4HA8
35×35	3,06	6,12	2,5	99,54	10	15	0,18	0,23	1,05	1,58	4HA8

Tableau V-1-4 Détermination des armatures transversaux

V-1-4- vérification à l'ELU :

1) **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :**

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	T_{max}^u (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
Sous-sol	45x45	295,47	45	42	6,61	0,075	1,875	0,156	Condition vérifiée
RDC ; 1 ^{ère} ; 2 ^{ème} étage	40x40	264,17	40	37	5,36	0,075	1,875	0,178	Condition vérifiée
3 ^{ème} ; 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	35x35	99,54	35	32	6,12	0,075	1,875	0,089	Condition vérifiée

Tableau VI-1-5 Vérification des contraintes tangentielle

2) Langueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \phi_l^{max}$$

$$L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$$

1) Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,8 \text{ Mpa}$$

Pour les ϕ_{20} : $L_s = 71,42 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s=75 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{16} : $L_s = 57,14 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s=60 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} : $L_s = 50 \text{ cm}$

V-1-5- vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right] \times b \times d \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } e_s = M_s / N_s$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	Ms (KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1015,89	4,041	0,004	5,61	20,60	Condition vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	145,49	1,279	0,008	5,61		Condition vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	703,49	83,099	0,12	5,67		Condition vérifiée
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	855,41	9,973	0,012	4,4	17,08	Condition vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	35,31	14,171	0,4	4,56		Condition vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	593,96	48,153	0,08	4,43		Condition vérifiée
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	423,24	8,475	0,02	3,33	11,03	Condition vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	11,22	5,556	0,49	3,5		Condition vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	101,99	31,202	0,31	3,44		Condition vérifiée

TableauVI-1-6 : Vérification des ferrillages à l’ELS dans le Sens longitudinal

b) État limite d’ouvertures des fissures :

Aucune vérification n’est nécessaire car la fissuration est peu nuisible

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91) :

Contrainte admissible de l’acier : $\sigma_s = 348$ Mpa

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15$ Mpa

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Zone	Ns(KN)	Ms(KN.m)	A _S (cm ²)	$\sigma_{b\ sup}$	$\sigma_{b\ adm}$	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (45x45)	1015,89	4,041	20,60	4,26	15	3,87	384	Condition vérifiée
	145,49	1,279		0,65	15	0,51	384	Condition vérifiée
	703,49	83,099		6,98	15	0	384	Condition vérifiée
Zone II (40x40)	855,41	9,973	17,08	3,5	15	2,94	384	Condition vérifiée
	35,31	14,171		1,3	15	0	384	Condition vérifiée
	593,96	48,153		4,72	15	0	384	Condition vérifiée
Zone III (35x35)	423,24	8,475	11,03	2,1	15	1,29	384	Condition vérifiée
	11,22	5,556		1,81	15	0	384	Condition vérifiée
	101,99	31,202		3,97	15	0	384	Condition vérifiée

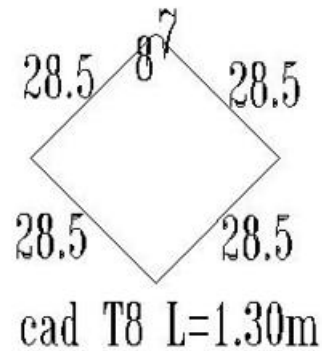
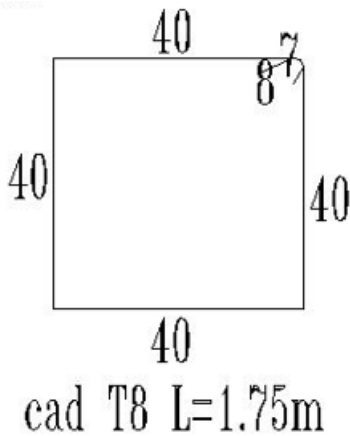
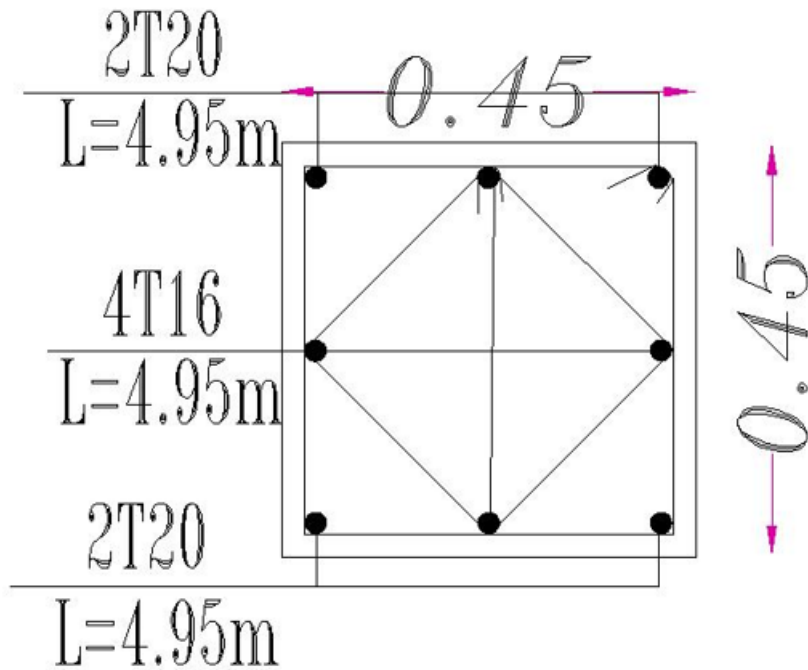
TableauVI-1-7 : Vérification des contraintes calculées

Conclusion :

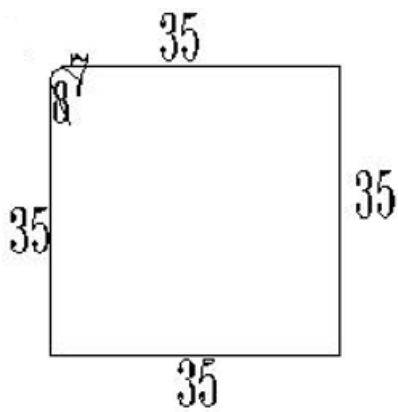
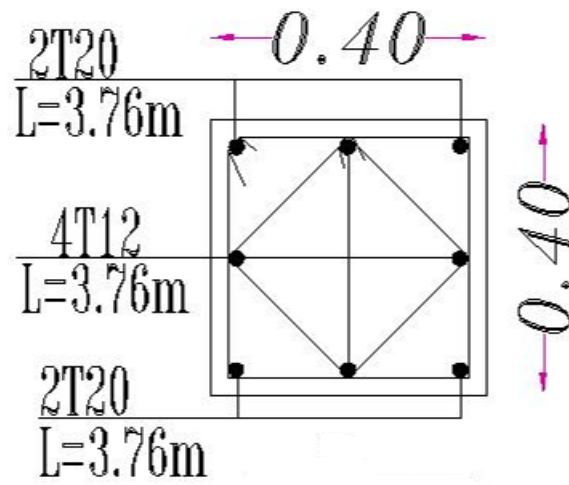
- Armatures longitudinales :
 - ✓ Poteaux (45×45) = 4HA20+4HA16
 - ✓ Poteaux (40×40) = 4HA20+4HA12
 - ✓ Poteaux (35×35) = 4HA16+4HA14
- Armatures transversales :
 - ✓ Poteaux (45×45) = 5HA8
 - ✓ Poteaux (40×40) = 4HA8
 - ✓ Poteaux (35×35) = 4HA8

Dans la zone nodale $s_t=10$ cm

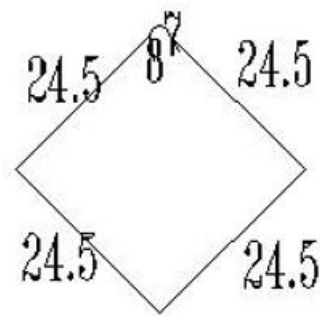
Dans la zone courant $s_t=15$ cm



FERRAILLAGE DE POTEAU 45x45

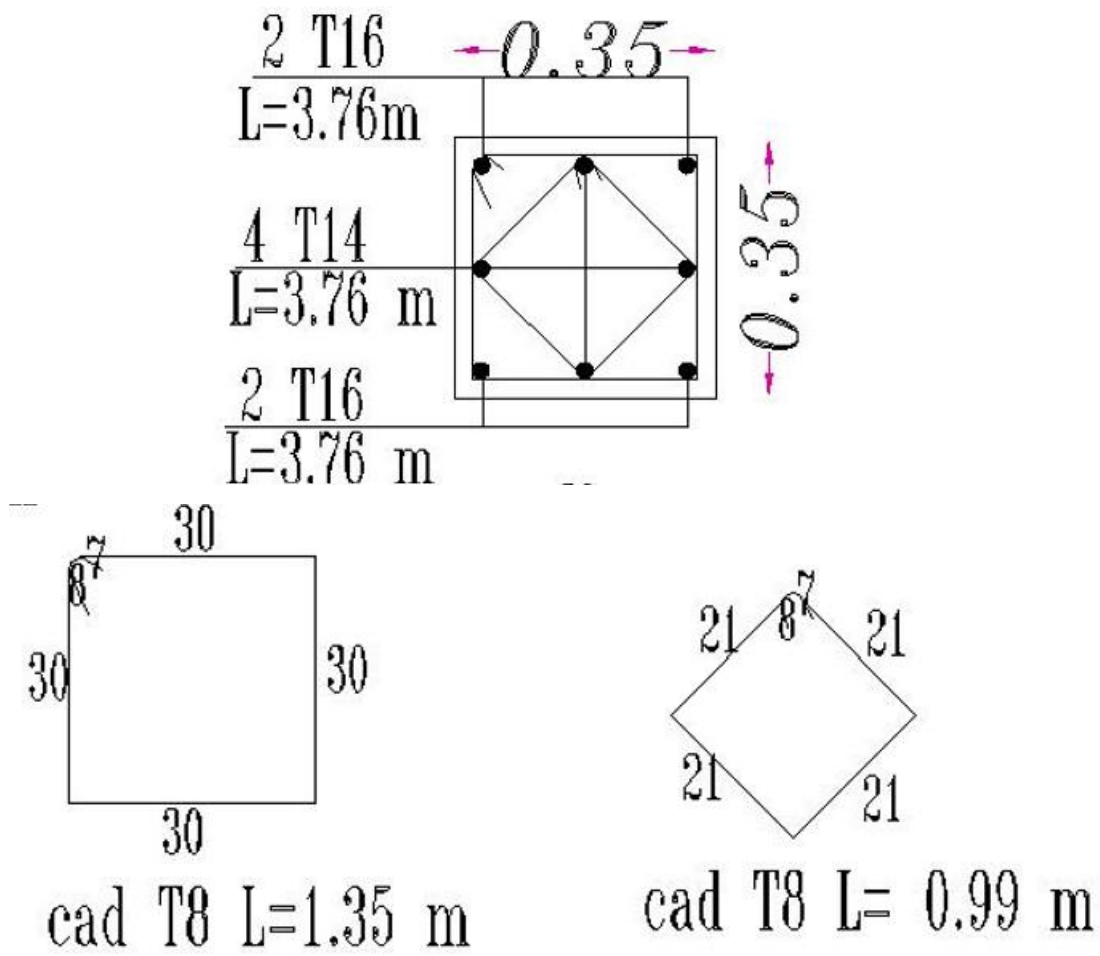


cad T8 L=1.55 m



cad T8 L=1.13 m

FERRAILLAGE DE POTEAU 40x40



FERRAILLAGE DE POTEAU 35x35

VI-2- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, elles seront ferrillées sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow$ à l'ELU
- ✓ $G + Q \Rightarrow$ à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E \Rightarrow$ RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0.8G\pm E \Rightarrow$ RPA 99 révisé 2003

VI-2-1- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales** (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de : **50 ϕ en zone III.**

-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.

La section minimale et maximale des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99/version 2003 sont résumé dans le tableau suivant :

La section des poutres	0.5% bh	4% bh	6% bh
		Zone courante	Zone nodale
Poutre principale (25× 40)	5	40	60
Poutre secondaire (20 × 35)	3,5	28	42

Tableau VI-2-1 : les sections des armatures longitudinales.

➤ **Les armatures transversale** (Art 7.5.2.2 RPA / version 2003) :

-La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S_t. b$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) : \text{En zone nodale, et en travée si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale (En zone de recouvrement).}$$

Avec \emptyset : 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-2-2- Ferrailage des poutres :

VI-2-2.1 Les armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion simple en suivant ces étapes :

As : La section d'armatures tendues.

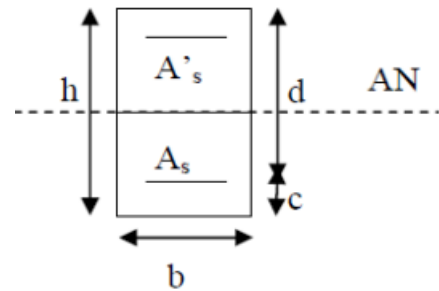
As' : La section d'armatures comprimées.

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues



• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

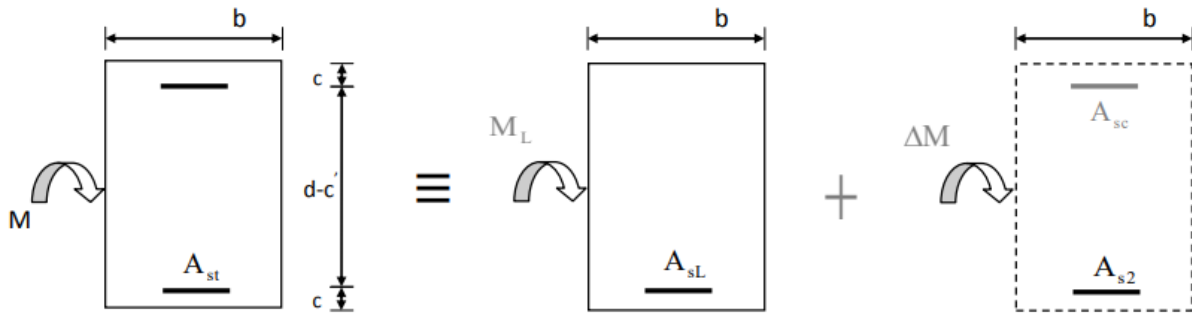
Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

★ Si : $\mu_b < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ **Section simplement armée ($As' = 0$)**

Calcul La section d'armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

★ Si : $\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ **la section est doublement armée ($As' \neq 0$)**



FigureVI-2-1 Section rectangulaire doublement armée

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fl} \quad \text{Avec : } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

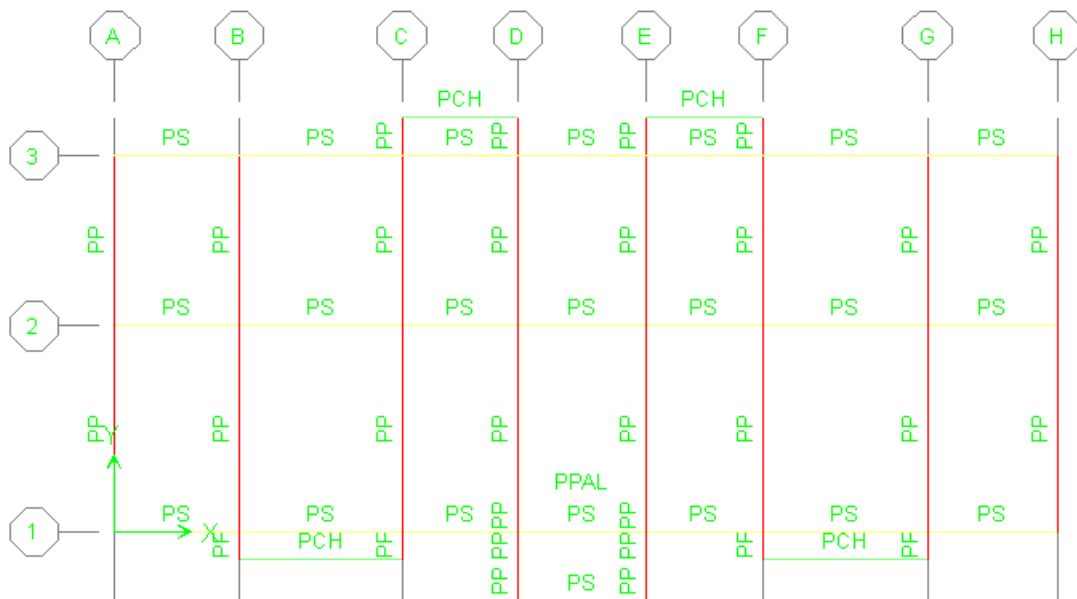
M_u : moment sollicitant

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

• **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage des poutres principale et secondaire est le même dans tous les niveaux.



FigureVI-2-2 plan de repérage des poutres (section)

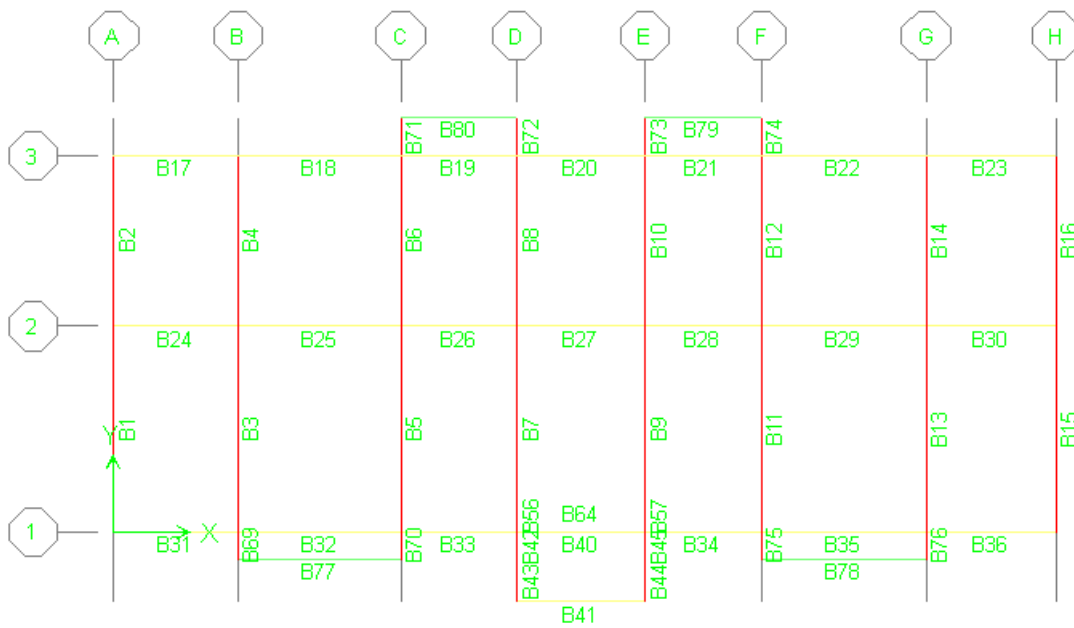


Figure VI-2-3 plan de repérage des poutres numérotées

a) **Les poutres principales : (25×40) cm²**

➤ **En travée : (poutre B2 du planchers 2^{ème} étage)**

$$\mu = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{115,366 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,237 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimé A'=0 et la vérification des contraintes sur le béton n'est plus nécessaire.

$$\beta = 0,862$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{115,366 \times 10^3}{0,862 \times 37 \times 348} = 10,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis : (poutre B16 du planchers 2^{ème} étage)**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{129,972 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,267 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,842$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{129,972 \times 10^3}{0,842 \times 37 \times 348} = 11,98 \text{ cm}^2$$

b) **Les poutres secondaires : (20×35) cm²**

➤ **En travée : (poutre B24 du planchers 4^{ème} étage)**

$$\mu = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{76,782 \times 10^3}{20 \times 32^2 \times 14,2} = 0,264 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,843$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{76,782 \times 10^3}{0,843 \times 32 \times 348} = 8,18 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :** (poutre B33 du planchers 2^{émé} étage)

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{102,536 \times 10^3}{20 \times 32^2 \times 14,2} = 0,352 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,772$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{102,536 \times 10^3}{0,772 \times 32 \times 348} = 11,93 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adp(cm2)
Travée	115,366	0,237	SSA	0,862	10,39	5	3HA16+3HA14	10,65
Appui	129,972	0,272		0,838	11,98		3HA16+3HA16	12,06

Tableau VI-2-2 Calcul des poutres principales

	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferraillage	A adp (cm2)
Travée	76,782	0,264	SSA	0,843	8,18	3,5	3HA16+3HA12	9,42
Appui	105,536	0,373		0,751	11,93		3HA16+3HA16	12,06

Tableau VI-2-3 Calcul des poutres secondaires

V-2-3 Vérification à l'ELU :

a) **Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

➤ **Les poutres principales :**

$$T_u = 162,39 \text{ Kn (Poutre B16 du planchers 2^{émé} étage)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{162,39 \times 10^3}{250 \times 370} = 1,75 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée

➤ **Les poutres secondaires :**

$$T_u = 115,34 \text{ Kn (Poutre B33 du planchers 5^{émé} étage)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{115,34 \times 10^3}{200 \times 320} = 1,802$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**• Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :****➤ Les poutres principales :**

On doit vérifier que : $T_u \leq \overline{T_u} = 0,4 \times a \times \frac{f_{c28} b}{\gamma_b}$ Avec : $a=0,9d$

$$T_u = 162,39 Kn \leq \overline{T_u} = 0,4 \times 0,9 \times 0,37 \times \frac{25 \cdot 10^3 \times 0,25}{1,5} = 555 Kn$$

$T_u < \overline{T_u}$ Condition vérifiée.

➤ Les poutres secondaires :

$$T_u = 115,34 Kn \leq \overline{T_u} = 0,4 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25 \cdot 10^3 \times 0,20}{1,5} = 384 Kn$$

$T_u < \overline{T_u}$ Condition vérifiée.

• Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui

une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

➤ Les poutres principales :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9d} = 162,39 - \frac{129,972}{0,9 \times 0,37} = -227,9 < 0$$

➤ Les poutres secondaires :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9d} = 115,34 - \frac{105,536}{0,9 \times 0,32} = -251,1 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91 modifiée 99 Art**A6.1.3) :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 : \text{ Coefficient scellement HA.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

➤ Les poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{162,39 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 301,4} = 1,62 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Les poutres secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{115,34 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 301,4} = 1,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

d) Encrage des armatures (longueur de scellement) : (Art A6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,8 \text{ MPa}$

- Pour les $\emptyset_{16} : L_s = 57,14 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14} : L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{16} : L_a = 22,86 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14} : L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12} : L_a = 16,92 \text{ cm}$

e) Condition de non fragilité du béton de la section minimale : (Art A.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$A_{adoptée} \geq A_{st}^{min}$$

Avec : $A_{st}^{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Les poutres principales :**

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$A_{adoptée} = 10,65 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$A_{adoptée} = 12,06 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Les poutres secondaires :**

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_{adoptée} = 9,42 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{adoptée} = 12,06 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 0,77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V-2-4 calcul des armatures transversales :

a) **Calcul le diamètre des armatures transversal:**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l_{max} \right\}$$

➤ **Les poutres principales :**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1,6 \right\} = 1,14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les poutres secondaires :**

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; \frac{20}{10}; 1,6 \right\} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

b) **Espacement des armatures transversale :**

➤ **Les poutres principales :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 30; 12\phi \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 30; 12 \times 1,2 \right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ Les poutres secondaires :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30; 12\phi\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 30; 12 \times 1,2\right)$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

Remarque :

Le 1^{er} cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

c) Vérification de la section minimale d'armature transversale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

-Les poutres principales : $A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2$

-Les poutres secondaires : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 < A_t^{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2$

V-2-5 Vérification à l'ELS :

a) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de compression du béton :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible).} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \end{array} \right.$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$ (Armatures adoptées à l'ELU.)

$K1$ et β_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En Travées	12,272	10,65	1,151	0,853	19,15	36,51	1,871	15	Vérifiée.
Aux appuis	12,642	12,06	1,303	0,847	17,58	32,47	1,846	15	Vérifiée.

Tableau VI-2-4 Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En Travées	16,959	9,42	1,471	0,869	23,34	64,74	2,773	15	Vérifiée.
Aux appuis	19,472	12,06	1,884	0,826	13,74	61,08	4,44	15	Vérifiée.

Tableau VI-2-5 Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

c) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f$$

\bar{f} : la flèche admissible.

f : La flèche tirée par Etabs.

➤ **Les poutres principales :**

$$\bar{f} = L_{max}/500 = 530/500 = 1,06 \text{ cm} > f = 0,039 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = L_{max}/500 = 425/500 = 0,85 \text{ cm} > f = 0,117 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Poutres principales :

- ✓ En travée : **3HA16+3HA14**
- ✓ Aux appuis : **3HA16+3HA16**
- ✓ Armatures transversales : $A_{rt} = 4HA8$

Avec un espacement :

Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courant St =20 cm

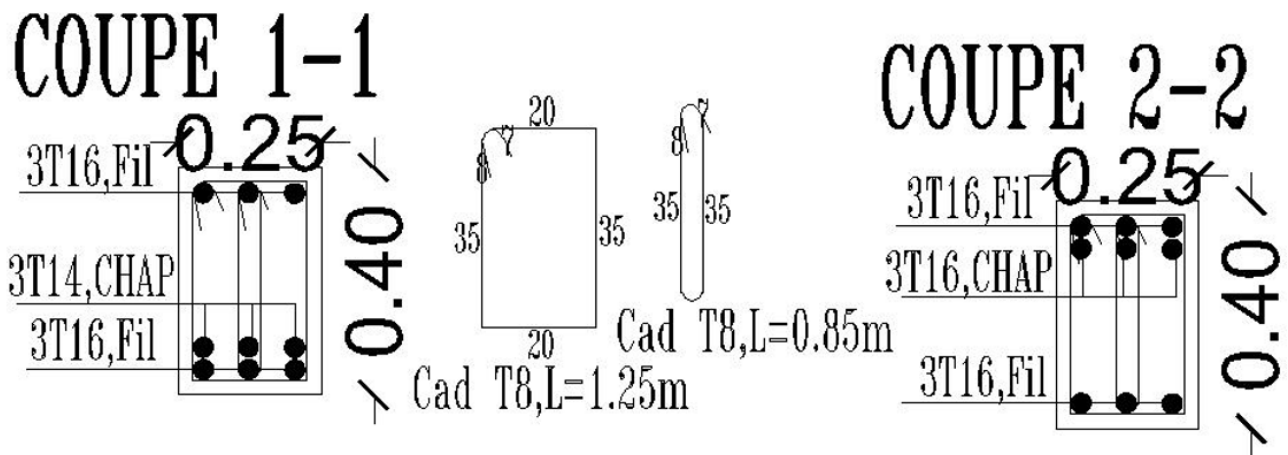
Poutres secondaires :

- ✓ En travées : 3HA16+3HA12
- ✓ Aux appuis : 3HA16+3HA16
- ✓ Armatures transversales : $A_{rt} = 4HA8$

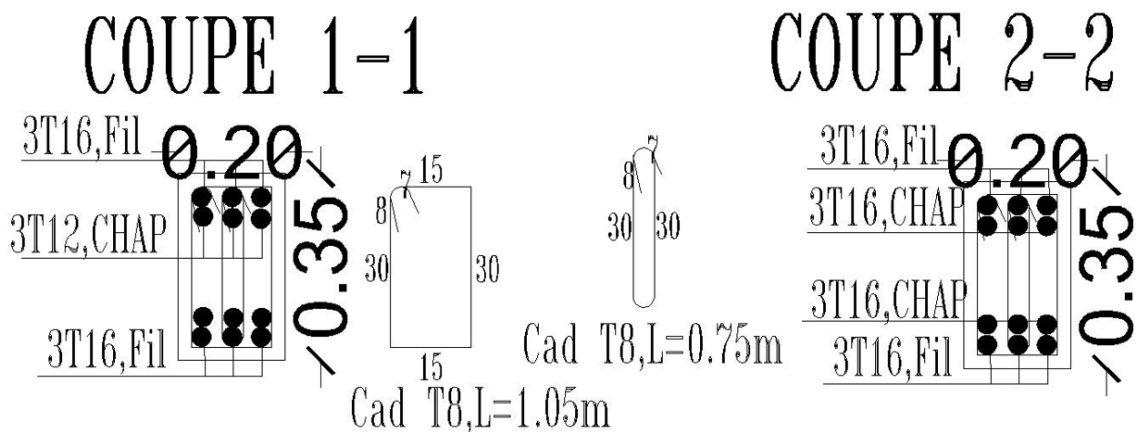
Avec un espacement :

Zone nodale St=10 cm

Zone courant St =15 cm



FERRAILLAGE DE POUTRES PRINCIPALES



FERRAILLAGE DE POUTRES SECONDAIRES

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, ils sont introduits pour limiter les déplacements sont soumis à un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique, un effort tranchant due aux charges horizontales et un moment de flexion provoqués par l'action du séisme, donc le ferrailage consiste à déterminer les armatures en flexion composé :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

En tenant compte des combinaisons suivants :

Selon le BAEL 91 : **1.35G+1.5Q**

$$\mathbf{G+Q}$$

Selon le RPA version 2003 : **G+Q±E**

$$\mathbf{0.8G±E}$$

Dans le but de permettre à notre voile de ce déformé de la même façon dans tous les niveaux et pour rentre dans l'économie on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : Sous-sol.
- Zone II : RDC, 1^{ère}, 2^{ème}.
- Zone III : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}.

V-3- Ferrailage des voiles :

Le ferrailage se fait par la méthode de RDM qui se fait par une bande de largeur b

V-3-1 Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à calculer les contraintes aux niveaux de chaque section selon la longueur de voile, à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

★ **Remarque :**

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (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

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$

Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

★ Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimé (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \quad ; \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

➤ **Section partiellement comprimé (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

V-3-2 Détermination des armatures :

a) **Armatures verticales :**

➤ **Section entièrement comprimée :**

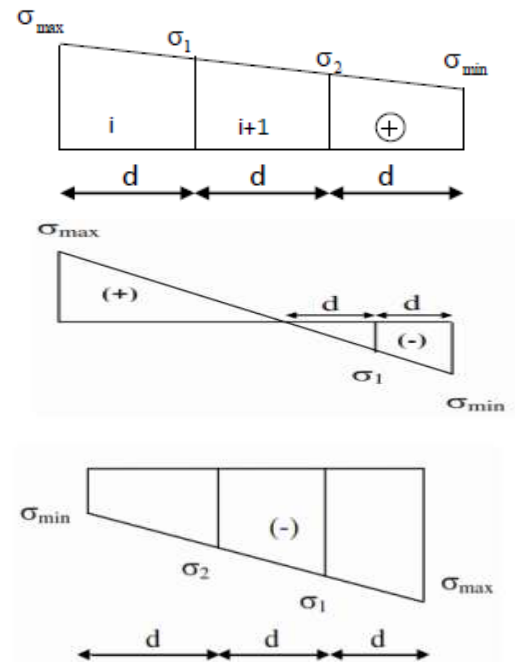
$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

σ_s : Contrainte de l'acier

$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

➤ **Section partiellement comprimé (SPC) :**



$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 %

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ M}$$

b) **Armatures minimales :**

➤ **Compression du béton :** (Art A.8.1, 21BAEL91).

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

➤ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}; \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

B : section du béton tendue. **Avec :** B = d. e

$$A_{min} \geq 0,002B; \text{ (Section min du RPA article 7.7.4.1).}$$

c) **Armatures horizontales :**

RPA article 7.7.4.2

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15\% \cdot B$$

$$A_H = 0,10\% \cdot B. \text{ En zone courante}$$

Avec :

B : la section du béton.

A_v : section d'armatures verticales.

- ★ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.
- ★ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) **Armatures transversales :**

- ★ Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

- ★ Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.
- ★ Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}; T = 1,4V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculée 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.

f) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

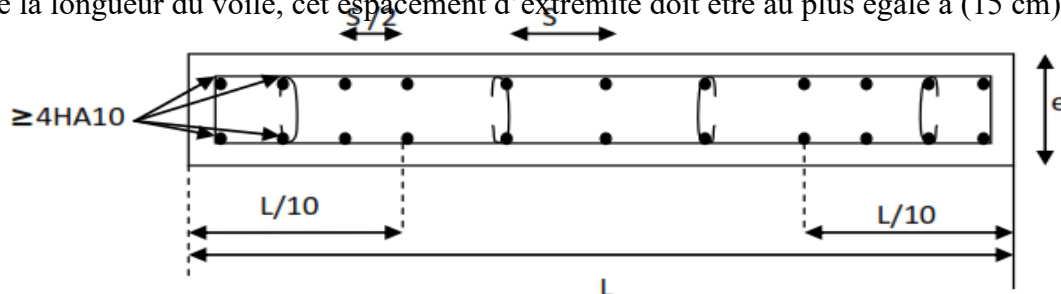


Figure VI.3.1 Disposition des armatures verticale dans les voiles

h) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) Le diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V-3-3 Vérification :

V-3-3.1 Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$V = 1,4V_u$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

b₀ : Épaisseur du linteau ou du voile

h : Hauteur totale de la section brute

• **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

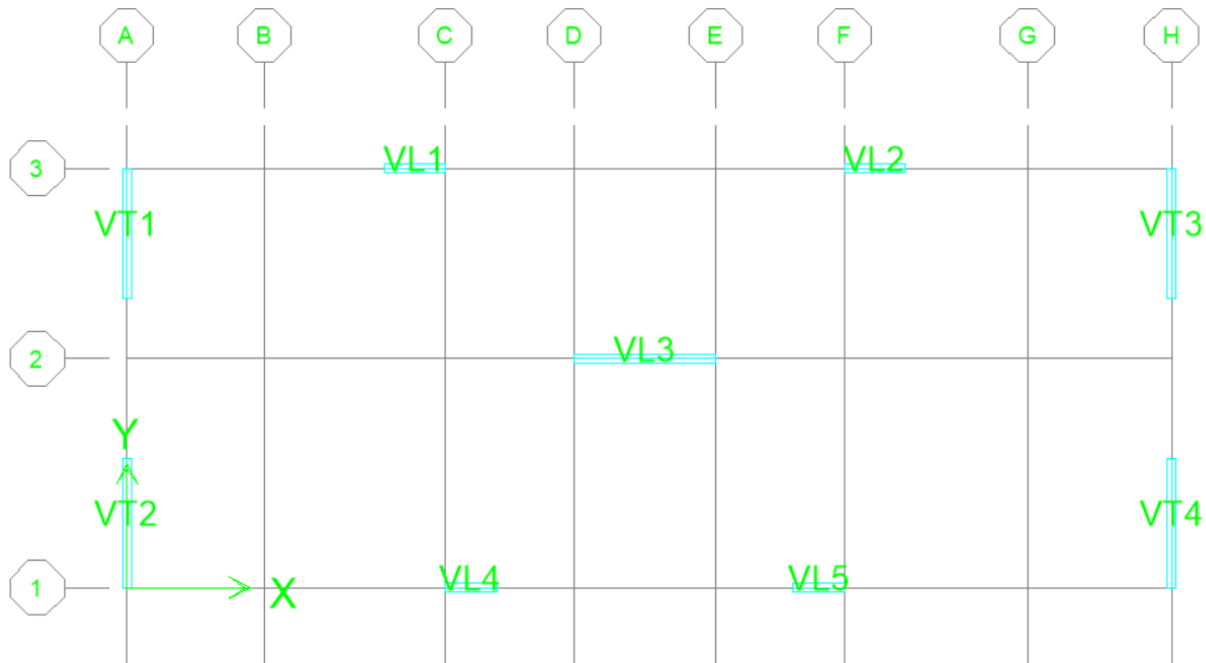
V-3-4 calcul de ferrailage :

Figure VI-3-2 Plan de repérage des voiles

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile **VL2** de la zone II :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,40 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad B = 0,28 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 2025,92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -5148,01 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{min} = -5148,01 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Section partiellement comprimée.

- Calcul de la longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{2025,92}{2025,92 + 5148,01} \times 1,40 = 0,39 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$L_t = 1,40 - 0,39 = 1,01 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

a) Calcul des armatures verticales :**➤ Bande 1 :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_t\right) = \min(1,53; 0,19)$$

$$d = 0,67 \text{ m}$$

$$d_1 = 0,67 \text{ m} ; \text{ et } e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{5148,01 \times (1,01 - 0,67)}{1,12} = 1562,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1562,79 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_1 = \frac{5148,01 + 1562,79}{2} \times 0,67 \times 0,20 = 449,62 \text{ kn}$$

$$N_1 = 449,62 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{449,62 \times 10}{348} = 12,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Bande 2 :**

$$\sigma_1 = 1562,79 \text{ KN/m}^2 ; d_2 = 0,34 ; \text{ et } e = 0,20 \text{ m}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{1562,79}{2} \times 0,34 \times 0,20$$

$$N_2 = 53,13 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature :

$$\diamond A_{v2} = \frac{53,13 \times 10}{348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

b) **Armatures minimales :**

➤ **Bande 1 :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{67 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 67 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (7,04 ; 2,68) = 7,04 \text{ cm}^2$$

➤ **Bande 2 :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{34 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 34 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (3,57 ; 1,36) = 3,36 \text{ cm}^2$$

c) **Les armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{114,34 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 4,4 \text{ cm}^2$$

d) Calcul de la section totale :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 12,92 + \left(\frac{6,16}{4}\right) = 14,02 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,53 + \left(\frac{6,16}{4}\right) = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

e) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min\{1,5e ; 30 \text{ cm}\}$$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$; on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

f) Ferraillage adoptée :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 14,46 \text{ cm}^2$	$2 \times 5HA14 = 15,38 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 2,63 \text{ cm}^2$	$2 \times 3HA10 = 4,7 \text{ cm}^2$	$S_t = 25 \text{ cm}$

g) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15,38}{4} = 3,85 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 4,2 \text{ cm}^2$

Soit : $3HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$; avec $S_H = 20 \text{ cm}$

h) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

Vérification :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} = \frac{531,34 \times 10^3}{0,28 \times 10^6 + 15 \times 20,08.10^2} = 1,71 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1,71 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition verifier.**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• Selon le RPA :

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 114,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1400} = 0,64 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,64 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition verifier.**

- Selon le BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{114,98 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1400} = 0,45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition verifier.}$$

Ferraillage des voiles VL1 et VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,40	1,40	1,40	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,28	0,28	0,28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2980,19	2025,92	2691,79	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6344,13	-5148,01	-3459,86	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	46,46	114,98	85,03	
	L _c (m)	0,45	0,4	0,61	
	L _t (m)	0,95	1	0,79	
	d (m)	0,63	0,66	0,52	
	σ_1 [KN/m ²]	2136,97	1750,32	1182,48	
	N (kN)	N ₁	402,97	249,23	201,46
		N ₂	168,29	115,52	61,49
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,58	7,16	5,79
		A _{v2}	4,83	3,32	1,75
	A _{vj} (cm ²)		1,78	4,42	3,27
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vj} /4	12,03	8,27	6,61
		A ₂ =A _{v2} +A _{vj} /4	5,28	4,43	2,57
	A _{min} (cm ²)		8,26	6,93	5,6
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13,56	9,42	7,85
Bonde 2		9,04	7,85	6,28	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×6HA12	2×6HA10	2×5HA10
		Bonde 2	2×4HA12	2×5HA10	2×4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15	15	25
		Bonde 2	25	25	25
	A _{Hmin}	BAEL	3,39	2,36	1,96
		RPA	2,36	1,98	1,56
	A _H /nappe (cm ²)		3,92	3,92	3,92
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10	5HA10	5HA10	
S ≤ 30cm		25	25	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Épinglés HA8/m²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,15	0,46	0,34
		τ_b (MPa)	0,02	0,64	0,47
	ELS	N _s (KN)	568,68	531,34	295,11
		σ_b (MPa)	0,15	1,71	1,05

Ferraillage des voiles VL4 et VL5 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	1,20	1,20	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,3	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1077,76	1334,14	3660,16	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5423,7	-5784,21	-4753,96	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	41,99	107,7	91,48	
	L _c (m)	0,19	0,22	0,52	
	L _t (m)	1,01	0,98	0,68	
	d (m)	0,67	0,65	0,45	
	σ_1 [KN/m ²]	1825,8	1947,74	1607,95	
	N (kN)	N ₁	243,17	213,32	237,06
		N ₂	152,91	126,60	72,36
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,99	6,13	6,81
		A _{v2}	4,39	3,64	2,08
	A _{vj} (cm ²)		1,62	4,15	3,52
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7,4	7,17	7,69
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4,8	4,68	2,96
A _{min} (cm ²)		8,79	6,83	4,8	
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	9,04	9,04	9,04	
	Bonde 2	9,04	9,04	6,78	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
		Bonde 2	2×4HA12	2×4HA12	2×3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	25	25	25
		Bonde 2	25	25	25
	A _{Hmin}	BAEL	2,26	2,26	2,26
		RPA	4,5	3,6	3,6
	A _H /nappe (cm ²)		4,71	4,71	4,71
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10	
S =30cm		25	25	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Épinglés HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,16	0,49	0,42
		τ_b (MPa)	0,22	0,7	0,59
	ELS	N _s (KN)	601,06	570,25	321,48
σ_b (MPa)		2	2,37	1,34	

Ferraillage des voiles VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,30	3,30	3,30	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,825	0,66	0,66	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2817,74	2109,8	1658,15	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5566,49	-3701,51	-2623,85	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	369,17	854,35	402,48	
	L _c (m)	0,34	0,36	0,39	
	L _t (m)	2,96	2,94	2,91	
	d (m)	1,97	1,96	1,94	
	σ_1 [KN/m ²]	1861,77	1233,84	874,62	
	N (kN)	N ₁	921,86	655,35	491,36
		N ₂	458,46	241,76	169,68
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,49	18,83	14,12
		A _{v2}	13,17	6,95	4,87
	A _{vj} (cm ²)		14,21	32,89	19,72
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,04	27,05	19,05
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	16,72	15,17	9,8
	A _{min} (cm ²)		25,86	20,58	20,37
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,18	28,14	21,54
Bonde 2		28,14	21,54	21,54	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×8HA16	2×7HA16	2×7HA14
		Bonde 2	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA14
	S _t (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin}	BAEL	8,04	7,04	5,39
		RPA	12,38	9,9	9,9
	A _H /nappe (cm ²)		7HA16	7HA14	7HA14
	Choix des barres/nappe (cm ²)		14,07	10,77	10,77
S =30cm		15	15	15	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Épinglés HA8/m²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,49	1,44	0,68
		τ_b (MPa)	0,69	2,01	0,95
	ELS	N _s (KN)	1583,83	1450,21	793,17
		σ_b (MPa)	1,92	2,19	1,2

Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,75	0,6	0,6	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4729,7	2415,25	1841,47	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7211,27	-4237,29	-2244,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)	422,71	294,51	161,26	
	L _c (m)	1,18	1,09	1,35	
	L _t (m)	1,82	1,91	1,65	
	d (m)	1,21	1,27	1,1	
	σ_1 [KN/m ²]	2416,96	1419,82	748,09	
	N (kN)	N ₁	1080,93	487,05	284,85
		N ₂	365,57	180,32	82,29
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31,06	14	8,19
		A _{v2}	10,5	5,18	2,36
	A _{vj} (cm ²)		16,27	11,34	6,21
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	35,13	16,84	9,74
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	14,57	8,02	3,91
	A _{min} (cm ²)		15,88	13,34	11,55
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,18	18,46	13,56
Bonde 2		16,08	15,38	12,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA16	2×6HA14	2×6HA12
		Bonde 2	2×4HA16	2×5HA14	2×6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	25	25
		Bonde 2	25	25	25
	A _{Hmin}	BAEL	9,04	4,62	3,39
		RPA	11,25	9	9
	A _H /nappe (cm ²)		12,31	10,77	10,77
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA14	7HA14	7HA14
S =30cm		25	25	25	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Épinglés HA8/m²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,63	0,55	0,29
		τ_b (MPa)	0,88	0,76	0,42
	ELS	N _s (KN)	772,66	602,37	366,02
σ_b (MPa)		1,03	1	0,61	



Chapitre VII
Etude du Mur Plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité de notre structure dans le sous-sol il faut prévoir un mur plaque, ce dernier permet de faire face aux totalités de poussées de terres dû aux remblais retenue par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportée par les remblais et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VII-1- Prédimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 30cm.

$$e = 30 \text{ cm}$$

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kn/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kn/m}$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1 \text{ bars}$

VII-2- Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

$$\sigma_v = 1 + 18h$$

Avec :

$$0 \leq h \leq 4,05$$

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

K_a : Coefficient des poussées de terre active

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$C=0$$

$$K_a = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = 0,333$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_h = K_a(1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5q)$$

$$h = 0\text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,333(1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10)$$

$$\sigma_{h1} = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4,05 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,333(1,35 \times 18 \times 4,05 + 1,5 \times 10)$$

$$\sigma_{h2} = 37,77 \text{ kn/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_h = K_a(\gamma \cdot h + q)$$

$$h = 0\text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0,333(18 \times 0 + 10)$$

$$\sigma_{h1} = 3,33 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4,05 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0,333(18 \times 4,05 + 10)$$

$$\sigma_{h2} = 27,61 \text{ kn/m}^2$$

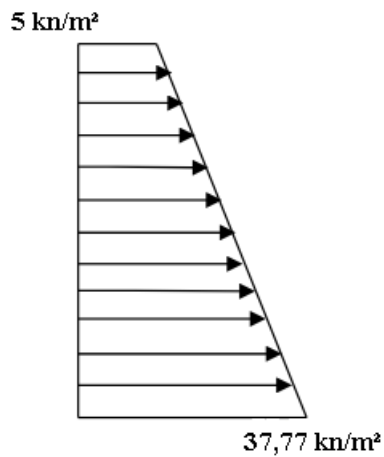


Figure VII-1 Diagramme des contraintes à l'ELU

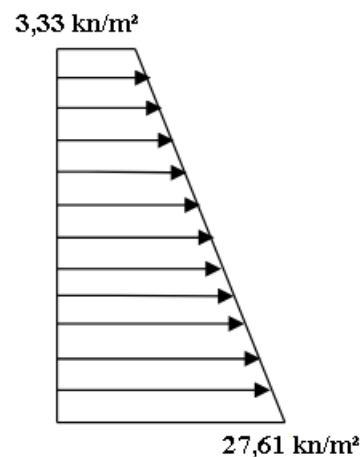


Figure VII-2 Diagramme des contraintes à l'ELS

VII-3- Diagramme des contraintes :**VII-4-Charges moyennes :**

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

➤ **ELU :**

$$P_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 37,77 + 5}{4} \times 1 = 29,58 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 29,58 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$P_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ m} = \frac{3 \times 27,61 + 3,33}{4} \times 1 = 21,54 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 21,54 \text{ KN/ml}$$

VII-5- ferrailage du mur plaque :**VII-5-1 Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme un panneau de dalle continues encastrées au niveau de la semelle débord et simplement appuyé au plancher du sous-sol.

VII-5-2 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrée sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : **0.75**
- Moment en appuis : **0.50**

VII-5-3 Identification des panneaux :

C'est le poteau le plus sollicité dans les dimensions suivantes :

$L_x=4,25$ m

$L_y=5,30$ m

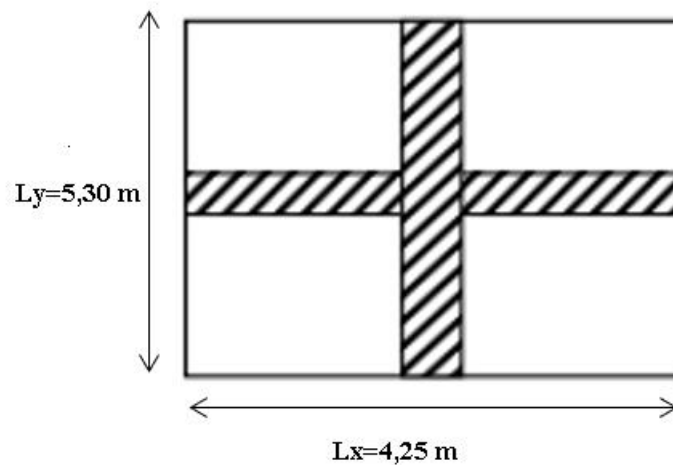


Figure VII-3 : le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,30} = 0,8 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

VII-5-4 Calcul des moments :➤ **À l'ELU :**

$$\rho = 0,8 \Rightarrow U_x = 0,0565$$

$$U_y = 0,595$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0565 \times 29,58 \times 4,25^2 = 30,19$$

$$M_{ox} = 30,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,595 \times 30,19 = 17,96$$

$$M_{oy} = 17,96 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :****Sens X-X :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 30,19 = 15,1$$

$$M_a = 15,1 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 30,19 = 22,64$$

$$M_t = 22,64 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 17,96 = 9$$

$$M_a = 9 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 17,96 = 13,47$$

$$M_t = 13,47 \text{ KN.m}$$

➤ **À l'ELS :**

$$\rho = 0,8 \Rightarrow U_x = 0,0632$$

$$U_y = 0,710$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0632 \times 21,54 \times 4,25^2 = 24,6$$

$$M_{ox} = 24,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,710 \times 24,6 = 17,46$$

$$M_{oy} = 17,46 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments :

Sens X-X :

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 24,6 = 12,3$$

$$M_a = 12,3 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 24,6 = 18,45$$

$$M_t = 18,45 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 17,46 = 8,73$$

$$M_a = 8,73 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 17,46 = 13,1$$

$$M_t = 13,1 \text{ KN.m}$$

VII-6 Ferrailage à l'ELU :➤ Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

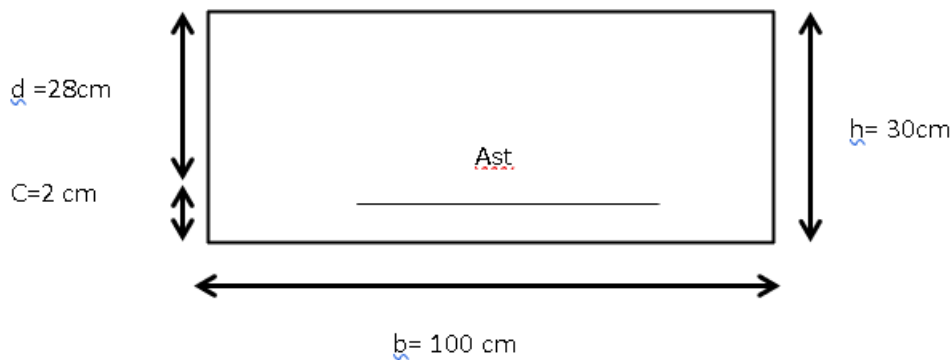


Figure VII-4 : Schéma statique de ferrailage du mur plaque

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mu KN.m	μ_u	Section	β	A(cm ²)	Amin (cm ²)	Adopté (cm ²)	Ferraillages	St
X-X	Appuis	15,1	0.013	SSA	0.994	1.56	3.381	4.52	4HA12	25
	Travée	22,64	0.020	SSA	0.990	2.35	3.381	4.52	4HA12	25
Y-Y	Appuis	9	0.008	SSA	0.996	0,93	3.381	4.52	4HA12	25
	Travée	13,47	0.012	SSA	0.994	1.4	3.381	4.52	4HA12	25

Tableau VII.1 : ferrailage du mur plaque

➤ Les armatures transversales :

En travée : $A_h = \frac{As}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13$

Soit $A_h = 4HA8 = 3,14 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_h = \frac{As}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13$

Soit $A_h = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

VII-7 Les recommandations du RPA99/2003 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage maximum des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (Horizontal et verticale).
 $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

VII-8 Vérification à l'ELU :

➤ Espacement des armatures :

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

Armatures principales : $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$

Dans le sens x-x : $25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Dans le sens y-y : $25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

➤ **Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que :

A adoptée > Amin

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.381 \text{ cm}^2$$

A adoptée = 4.52 > 3.381 cm² Condition vérifiée

➤ **Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :**

$$\text{La longueur de scellement : } l_s = \frac{\theta \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.50^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA=12 : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \quad l_s = \mathbf{42.328 \text{ cm}^2}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminée par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à : 0.4l_s pour les aciers HA

$$\text{Pour HA12 : } l_{cr} = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.328 = 16.931$$

On opte : l_{cr} = 18cm

VII-9 Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)**

Notre mur plaque peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant : **préjudiciable**

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur σ_{st} (MPa) donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tji}} \right\}$$

Avec :

f_e : c'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPA

f_{tji} : c'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA

η: coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas de fils diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1.3,

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266,667 ; 200 ; 201,633)$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{201.633 \text{ MPa}}$$

➤ **La limite de compression du béton (Art A.5,2 /BAEL91)**

On doit vérifier que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{st}$

Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 28} = 0.161$$

Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens		Ms (kn.m)	As (cm ²)	ρ1	β1	K1	σst (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	σbc (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
x-x	Appuis	12,3	4.52	0.161	0.934	60.67	104,05	201.633	1,72	15	cv
	Travée	18,45	4.52	0.161	0.934	60.67	156,08	201.633	2,57	15	cv
y-y	Appuis	8,73	4.52	0.161	0.934	60.67	73,85	201.633	1,22	15	cv
	Travée	13,1	4.52	0.161	0.934	60.67	110,82	201.633	1,83	15	cv

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

➤ **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, c'est les conditions suivantes sont vérifier, donc Il n'est pas nécessaire de la vérifier

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{10 M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

ht : la hauteur total =30cm

lx : portée entre nus d'appuis

M_t : moment max à l'ELS

M₀ : moment max de la travée isostatique

Ast : section des armatures **4.52 cm²**

b: la largeur de la section : **100 cm**

d : la hauteur utile de la section droite : **28 cm**

Sens x-x

$$M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 18,45 = 13,84 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 13,84 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 13,84 \times \frac{4,05^2}{8} = 28,38 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L_x} = \frac{30}{425} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{L_x} = \frac{30}{425} = 0,7 \geq \frac{13,84}{10 \times 28,38} = 0,049 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 28} = 0,0016 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Sens y-y

$$M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 13,1 = 9,83 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 9,83 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 9,83 \times \frac{4,05^2}{8} = 20,15 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L_x} = \frac{30}{425} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{h}{L_x} = \frac{30}{425} = 0,7 \geq \frac{9,83}{10 \times 20,15} = 0,049 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 28} = 0,0016 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Conclusion :

Les armatures longitudinales :

- Sens x-x :

- ✓ En travée : 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement de 25 cm
- ✓ En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

- Sens y-y :

- ✓ En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm
- ✓ En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

Les armatures transversales : 4HA8 = 2,01 cm²



Chapitre VIII :
Etude de
L'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol ; leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

- **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 filantes

Les semelles isolées ;

Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés pour les sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol est assez profond les principaux types de fondations profondes sont :

Les pieux.

Les puits.

VIII-1-Etude de sol

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VIII-2-Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

VIII-2-1- Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal

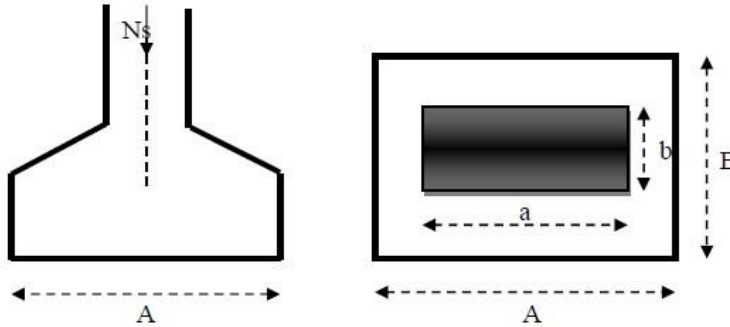
« Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du S-S

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1015,89}{200}} = 2,25$$

On a $N_{ser} = 1015.89\text{KN}$ $\sigma_{sol} = 200\text{KN}$ $A = 2,25\text{m}$



Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-2-2- Semelles filantes :

VIII-2-2-1- Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 200\text{KN}/\text{m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	$N_{ser}(\text{KN})$	L(m)	B(m)	$S=B \times L(\text{m}^2)$
VL1	296,56	1.2	2,47	2,964
VL2	296,24	1.2	2,46	2,952
VL3	280,33	1.4	2	2,8
VL4	282,79	1.4	2,01	2,81
VL5	1254,95	3.3	3,8	12,54
				$\Sigma S = 24,06$

Tableau VIII-1- Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	N_{ser} (KN)	L(m)	B(m)	$S=B \times L(m^2)$
VT1	638,47	3	2,13	6,39
VT2	609,67	3	2,03	6,09
VT3	630,42	3	2,10	6,32
VT4	601,69	3	2	6
				$\Sigma S = 24,78$

Tableau VIII-2- Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

VII-2-2-2- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**A - Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B -Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charge $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- ❖ $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale

- ❖ $e \geq \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- ❖ Détermination de la largeur B de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

C- Application :

- **Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

poteau	Ni	Mi	ei	Ni*ei
1	730,92	-17,701	-4,85	-3544,9
2	1262,77	5,132	-0,45	-568,2
3	583,05	5,149	4,85	2827,79
Somme	2576,74	-7,42		--1286,3

Tableau VIII-3- les efforts normaux sous les poteaux

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$R = \sum Ni = 2576,24 \text{KN}$$

$$e = \frac{\sum Ni \times e + \sum Mi}{R} = \frac{-1286,3 + (-7,42)}{2576,74} = -0,5 \text{m}$$

$$e = -0,5 \leq \frac{10,15}{6} = 1,69 \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2576,74}{10,15} \left(1 - \frac{6 \times (0,5)}{10,15}\right) = 178,97 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2576,74}{10,15} \left(1 + \frac{6 \times (0,5)}{10,15}\right) = 403,92 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2576,74}{10,15} \left(1 + \frac{3 \times (0,5)}{10,15}\right) = 291,37 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{291,37}{200} = 1,45 \text{m} \quad \text{on prend } B = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc } \Rightarrow S = B \times L = 1,5 \times 10,15 = 15,23 \text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux $S_p = S \times n$

$$S_p = 15,23 \times 8 = 121,8 \text{m}^2$$

$$S_v = 48,84 \text{m}^2$$

$$s_t = 121,84 + 48,84 = 170,68 \text{m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 251,21 \text{m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{170,68}{251,21} = 68\%$$

La surface totale des semelles représente 68 % de la surface du bâtiment

❖ Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-3- Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution

VIII-4 Prédimensionnement du radier :**A- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm $h_{min} \geq 25cm$

B- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E=10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entres deux voiles ou deux poteaux successif.

$$D'où \quad hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,13m$$

On prend $hr=130cm$

C- Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{530}{8} \leq h \leq \frac{530}{5}$$

$$66,25 \leq h \leq 106 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : l'entraxe maximale des poteaux

$$h \geq \frac{530}{20} = 26,5 \text{ cm}$$

Soit **h_d = 30 cm**

- **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

Soit **h_n = 100 cm**

- **La base de la nervure :**

$$0.4h_n < b_n < 0.7h_n \quad 0.4 \times 100 < b_n < 0.7 \times 100$$

$$40 < b_n < 70$$

On prend **b_n = 60 cm**

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{530}{50} \leq h_t \leq \frac{530}{40} ; 10,6 \leq h_t \leq 13,25$$

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

❖ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures $h_{ner} = 100 \text{ cm}$

Hauteur de la dalle $h_{dalle} = 30 \text{ cm}$

Largeur de la nervure $b_{ner} = 60 \text{ cm}$

Dalle flottante $h_t = 12 \text{ cm}$

VIII-4-1-Détermination des efforts**A-charges revenant à la superstructure :**

Charge permanente : $G = 17596,5 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 2860,44 \text{ KN}$

B-combinaison d'action :

ELU : $N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 28045,9 \text{ KN}$

ELS : $N_{sl} = 20456,9 \text{ KN}$

C-Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU : } S_{rad} \geq \frac{N_{ul}}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{28045,9}{1,33 \times 200} = 105,43 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{rad} \geq \frac{N_{sl}}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{20456,9}{1,33 \times 200} = 77 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{rad}^{ELU}, S_{rad}^{ELS}) = 105,43 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 251,21 \text{ m}^2 > S_{rad} = 105,43 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un **débord** minimal

-Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30\right) = \max\left(\frac{100}{2}, 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 251,21 + (0,5 \times ((10,15 + 24,75) \times 2)) = 286,11 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 286,11 \text{ m}^2$$

D-Détermination des efforts à la base du radier :**1-Poids du radier**

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle :

$$P_d = (S_{rad} \times h_d \times \rho) = (286,11 \times 0,3 \times 25) = 2145,8 \text{ KN}$$

- Poids de nervures longitudinales et transversales :

$$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \rho \times L \times n \times \rho$$

$$P_{ner} = [(0,6 \times (1 - 0,3) \times 24,75 \times 8) + (0,6 \times (1 - 0,3) \times 10,15 \times 3)] \times 25$$

$$P_{ner} = 2398,73 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = (S_{rad} \times e_p \times \rho) = 286,11 \times 0,1 \times 25 = 715,275 \text{ KN}$$

épaisseur de dalle flottante = 10cm

- Poids de TVO :

$$P_{TVO} = ((S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times 17$$

$$S_{ner} = (0,6 \times 24,75 \times 8) + (0,6 \times 10,15 \times 3) = 137,07 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (286,11 - 137,07) \times (1 - 0,3) \times 17 = 1773,58 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = 2145,8 + 2398,73 + 715,27 + 1773,58 = 7033,37 \text{ KN}$$

2-Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = N_{ul} + 1,35 P_{rad} = 28045,9 + 9495,05 = 37540,95 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = N_{sl} + P_{rad} = 20456,9 + 7033,37 = 27490,3 \text{ KN}$$

VII4-3 -Vérification :

A-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot 54 \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{37540,95 \times 1}{286,11} \times \frac{5,3}{2} = 347,71 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{347,71 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,28 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \right\} \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$ Condition vérifiée

B-Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Effort de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré

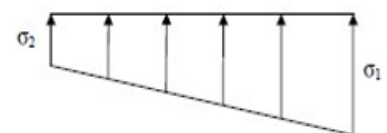


Figure VIII-1 diagramme des contraintes

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M₀ : moment sismique à la base de la structure.

T : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \quad \sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_{rad}} \mp \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V$$

	ELU			ELS			Observation
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	133,10	129,31	132,15	97,98	94,18	97,86	Vérifier
Y-Y	139,49	131,21	137,42	104,36	96,08	102,29	Vérifier

Tableau VIII-4 Vérification des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{24,75}{2} = 12,375 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{10,15}{2} = 5,075 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{24,75 \times 10,15^3}{12} = 2156,71 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{10,15 \times 24,75^3}{12} = 12823,61 \text{ m}^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_x = 1745,35 + 222,161 \times 1 = 1967,51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1887,278 + 1632,29 \times 1 = 3519,57 \text{ KN.m}$$

d) Poussée hydrostatique

il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times w$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ($P = 7033,37 \text{ kN}$).

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($F_s = 1,5$).

w : Poids volumique de l'eau ($w = 10 \text{ kN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

S : Surface du radier ($S = 286,11 \text{ m}^2$).

Donc :

$$P = 7033,37 \text{ kN} > 1,5 \times 1 \times 286,11 \times 10 = 4291,65 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

VIII-4-3-Ferraillage du radier :**A- Ferraillage de la dalle du radier**

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferraillage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

B-Identification du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $+\sigma_m^{max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{P_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 112,83 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{P_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 73,277 \text{ KN/ml}$$

C-Panneau de dimension

$$L_x=4,25\text{m}$$

$$L_y=5,3\text{m}$$

$$\rho = \frac{4,25}{5,3} = 0,80 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens}$$

D-Calcul des armatures à l'ELU

Coefficient de poisson $\nu=0$

$$\rho = 0,80 \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) \cdot \frac{P_{rad}}{S_{rad}} = 112,83 \text{ KN/ml}$$

- Dans le sens de la petite portée L_x :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0565 \times 112,83 \times (4,25^2) = 115,15 \text{ KN.m}$$

- Dans le sens de la grande portée L_y :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,595 \times 115,15 = 68,51 \text{ KN.m}$$

➤ Sens XX

En compte de la continuité

- **Moments en travée :**

$$M_{utx} = 0,75 \times 115,15 = 86,36 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{uax} = M_{uay} = 0,5 \times 115,15 = 57,57 \text{ KN.m}$$

➤ Ferraillage :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,36}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,083 \rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86,36 \times 10^2}{0,956 \times 27 \times 34,8} = 9,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 8HA14 = 12,31 cm² avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min\{3h; 33 [\text{cm}]\} \quad S_t \min\{90; 33 [\text{cm}]\}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,57}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,056 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57,57 \times 10^2}{0,971 \times 27 \times 34,8} = 6,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA14=7,70cm² avec un espacement S_t=20cm

$$S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ [cm]}\} \quad S_t \leq \min\{90; 33 \text{ [cm]}\}$$

▪ **Sens YY :**

▪ **Moments en travées**

$$M_{uty} = 0,75 \times 68,51 = 51,38 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment aux appuis**

$$M_{uay} = 0,6 \times 68,51 = 41,10 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

▪ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,38}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51,38 \times 10^2}{0,974 \times 27 \times 34,8} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA14 =6,15cm² avec un espacement S_t=25cm

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \quad S_t \leq \min\{120; 45 \text{ [cm]}\}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,10}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,040 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,10 \times 10^2}{0,980 \times 27 \times 34,8} = 4,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA12 =5,65cm² avec un espacement S_t=20cm

$$S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ [cm]}\} \quad S_t \leq \min\{120; 45 \text{ [cm]}\}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	zone	M(KN.m)	μ	Obs	β	A _u (cm ²)	ferraillage	A _u adoptée	S _t (cm)
I _x	Travée	86,36	0,083	SSA	0,956	9,725	8HA14	12,31	12
	Appuis	57,57	0,056	SSA	0,971	6,38	5HA14	7,7	20
I _y	travée	51,38	0,050	SSA	0,974	5,61	4HA14	6,15	25
	Appuis	41,10	0,040	SSA	0,980	4,46	5HA12	5,65	20

Tableau VIII-5 -ferraillage du radier a L'ELU

E- Vérification a L'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

▪ Sens l_x :

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

ρ_0 : pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,8}{2} = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{uax} = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{utx} = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} > 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Sens l_y :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq b h \omega_0$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{uay} = 6,15 \\ A_{uty} = 5,65 \end{cases} > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{bd} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

2,21 < 2,5 Mpacondition vérifiée

F-Calcul des armatures à l'ELS :

Coefficient de poisson $\nu = 0,2$

$$\rho = 0,80 \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{P_{rad}}{S_{rad}} = 73,277 \text{ KN/ml}$$

- Dans le sens de la petite portée L_x :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0632 \times 73,277 \times (4,25^2) = 83,65 \text{ KN.m}$$

- Dans le sens de la grande portée L_y :

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,710 \times 83,65 = 59,39 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens XX**

En compte de la continuité

- **Moments en travées**

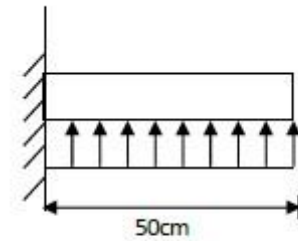


Schéma statique du débord

$$M_{stx}=0,75 \times 83,65=62,74 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis :**

$$M_{sax}=M_{say}=-0,5 \times 83,65=41,83 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY**

▪ **Moments en travées**

$$M_{sty}=0,75 \times 59,39=44,54 \text{ KN.}$$

▪ **Moment aux appuis**

$$M_{say}=0,6 \times 59,39=35,63 \text{ KN.m}$$

j- Vérification des contraintes dans le béton

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	zone	M _s (KN.m)	M _u (KN.m)	γ	μ	α	Rapport	obs
1 _x	Travée	62,74	86,36	1,37	0,083	0,1085	0,435	Vérifier
	Appuis	41,83	57,57	1,37	0,056	0,0721	0,435	Vérifier
2 _{ly}	travée	44,54	51,38	1,15	0,05	0,0641	0,325	Vérifier
	Appuis	35,63	41,10	1,15	0,04	0,0510	0,325	Vérifier

Tableau VIII-6 Vérification des contraintes dans le béton

VII-5- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie.

VII-5-1-Sollicitation de calcul :

➤ **A l'ELU :**

$$q_u=112,83\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{112,83 \times 0,5^2}{2} = 14,10 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$q_s=73,277\text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{73,277 \times 0,5^2}{2} = 9,16\text{KN}$$

VII-5-2-Calcul des armatures :

➤ **A l'ELU :**

▪ **Armatures principales :**

$$b=1\text{m} \quad d=27\text{cm} \quad f_{bc}=14,20\text{MPa} \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,10}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,10 \times 10^2}{0,993 \times 27 \times 34,8} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

$$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ [cm]}\} \quad S_t \min \{90; 33 \text{ [cm]}\}$$

▪ **Armatures de repartition:**

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

On opte pour **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

$$S_t \leq \min [\min (4h, 44\text{cm})] = 44 \text{ cm}$$

VII-5-3-Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12 = 3.38 cm²/ml avec S_t = 33 cm

$$A_u = 4,25 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38$$

VIII-5-4-Vérification a l'ELS :

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,10}{9,16} = 1,539$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,067$$

.067 > 0,0176 Condition vérifiée

VIII-6 Calcul des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

- Le rapport ρ est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.

- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires

Moment fléchissant : **Lm = 0,333 × Lx.**

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

Pour les moments fléchissant

$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$

$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$

Pour les efforts tranchants

$Q_u = q_u \cdot l_t$

$Q_s = q_s \cdot l_t$

VII-6-1-Détermination des charges :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nerv}}{S_{ner}}$$

➤ Sens longitudinal :

travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	chargement	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/m ²)	q _s (KN/m)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u (KN/m)	∑ q _u (KN/m)	Q _s KN/m	∑ q _s (KN/m)	Q _u (KN/m)	∑ q _u (KN/m)	Q _s KN/m	∑ q _s (KN/m)
AB	1	3,35	5,3	0,63	Triangulaire	1,12	0,84	90,1	55,804	100,9	201,8	62,5	125	75,68	151,36	46,87	93,74
	2	3,35	4,4	0,76	Triangulaire	1,12	0,84			100,9		62,5		75,68		46,87	
BC	1	4,25	5,3	0,8	Triangulaire	1,42	1,06			127,94	255,88	79,24	158,48	95,51	191,02	59,15	118,3
	2	4,25	4,4	0,96	Triangulaire	1,42	1,06			127,94		79,24		95,51		59,15	
CD	1	3	5,3	0,56	Triangulaire	0,99	0,75			89,2	178,4	55,24	110,48	67,57	135,14	41,58	83,16
	2	3	4,4	0,68	Triangulaire	0,99	0,75			89,2		55,24		67,57		41,58	
DE	1	3,3	5,3	0,62	Triangulaire	1,1	0,83			99,11	198,22	61,38	122,76	74,78	149,6	46,32	92,64
	2	3,3	4,4	0,75	Triangulaire	1,1	0,83			99,11		61,38		74,78		46,32	
EF	1	3	5,3	0,56	Triangulaire	0,99	0,75			89,2	178,4	55,24	110,48	67,57	135,14	41,58	83,16
	2	3	4,4	0,68	Triangulaire	0,99	0,75			89,2		55,24		67,57		41,58	
FJ	1	4,2	5,3	0,79	Triangulaire	1,40	1,05			126,14	252,28	78,12	156,24	94,61	189,22	58,6	117,2
					Triangulaire		1,05			126,14		78,12		94,61		58,6	
JH	1	3,2	5,3	0,60	Triangulaire	1,07	0,8	96,41	192,82	59,71	119,42	72,08	144,16	44,64	89,28		
	2	3,2	4,4	0,72	Triangulaire	1,07	0,8	96,41		59,71		72,08		44,64			

Tableau VIII-6 Détermination des charges dans la sen longitudinale

➤ Sens transversal

travée	Panneau	L _x (m)	L _y (m)	ρ _x	charge ment	L _m (m)	L _t (m)	q _u (KN/ m ²)	q _s (KN/ m)	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u (KN/ m)	∑ q _u (KN/ m)	Q _s KN/m	∑ q _s (KN/ m)	Q _u (KN /m)	∑ q _u (K N/ m)	Q _s KN/ m	∑ q _s (KN /m)
1-2	1	3,3 5	5,3	0,63	Trapé zoïdale	1,45	1,34	95,36	60,23	138,2 7	297, 52	87,33	187, 91	127, 78		80, 70	168, 03
	2	4,2 5	5,3	0,80	Trapé zoïdale	1,67	1,45			159,2 5		100,5 8		198, 27		87, 33	
2-3	1	3,3 5	4,4	0,76	Trapé zoïdale	1,35	1,19			128,7 3	268, 91	81,31	169, 84	113, 47		71, 67	140, 33
	2	4,2 5	4,4	0,96	Trapé zoïdale	1,47	1,14			140,1 8		88,53		108, 71		68, 66	

Tableau VIII-7 Détermination des charges dans le sens transversal

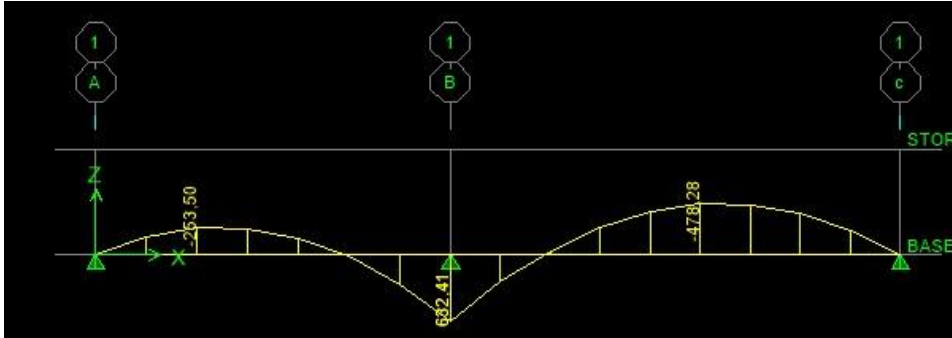


Diagramme des moments a L'ELU suivant yy

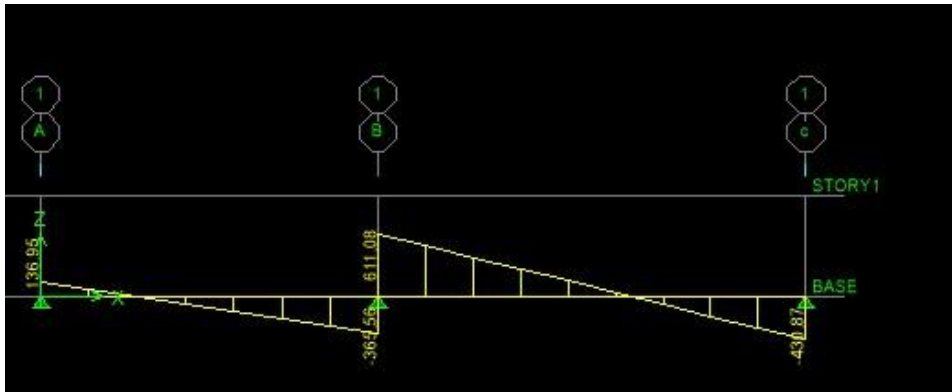


Diagramme des efforts tranchant a L'ELU suivant yy

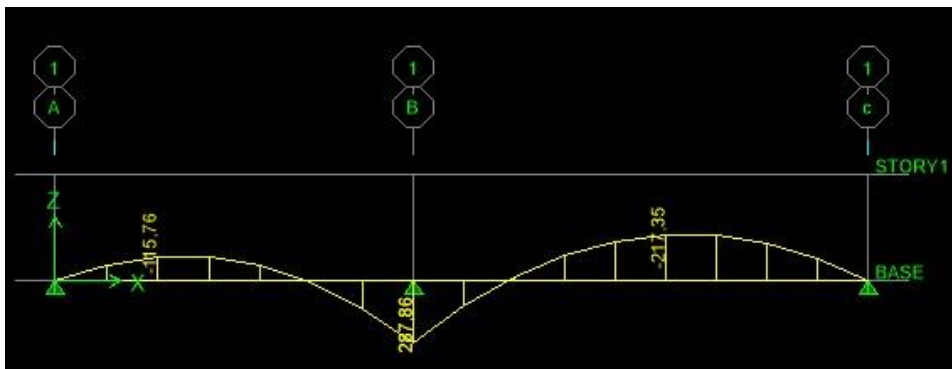


Diagramme des moments a L'ELS suivant yy

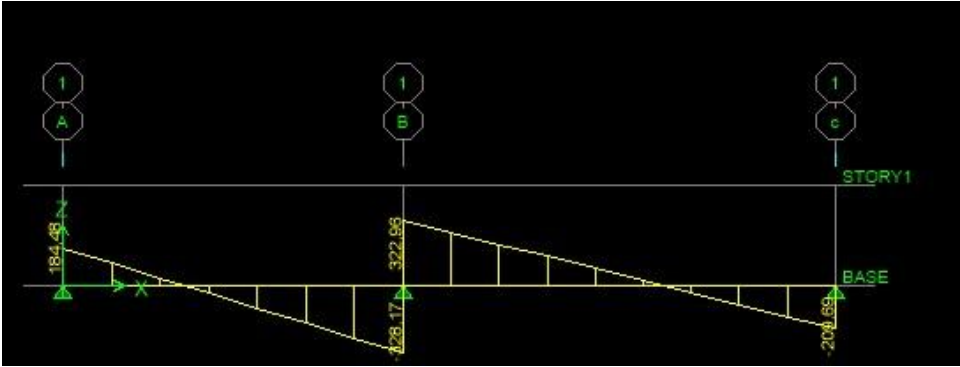


Diagramme des efforts tranchant a L'ELS suivant yy

VIII-6-2 Sollicitation maximale➤ **Sens longitudinal :**

$$M_{tmax} = 486,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{max}} = 637,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{tsmax} = 422,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{asmax} = 454,69 \text{ KN.m}$$

$$T_{umax} = 965,7 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_{t_{umax}} = 478,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{umax}} = 632,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts_{umax}} = 217,35 \text{ KN}$$

$$M_{as_{umax}} = 287,86 \text{ KN.m}$$

$$T_{umax} = 611,08 \text{ KN.m}$$

VIII-6-3-Ferraillage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres encastrees

$$h = 1 \text{ m} \quad b = 0,6 \text{ m} \quad d = 95 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts on utilise le logiciel ETABS 9.7

Exemple de calcul :

$$M_{t_{umax}} = 486,07 \text{ KN.m} \quad M_{a_{umax}} = 637,88 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{a_{umax}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{637,88}{0,6 \times 0,95^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{ax} = \frac{M_{a_{umax}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{637,88 \times 10^2}{0,957 \times 95 \times 34,8} = 20,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4HA20+4HA20 = 25,12 cm²

		M(KN/m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{adop}(cm^2)$
Sens longitudinal	Appuis	637,88	0,082	0,957	20,16	4hA20 +4HA20	25,12
	Travée	486,07	0,063	0,968	15,18	5HA16 + 5HA16	20,1
Sens transversal	Appuis	632,41	0,082	0,957	19,92	6HA16 + 6HA16	24,12
	Travée	478,28	0,062	0,968	14,94	4HA16 + 4HA16	16,08

Tableau VIII -8 Ferrailage des nervures a l'ELU

VII-6-4-Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 600 \times 950 \times 2,1}{400 \times 100} = 6,88 cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{adopté} = 25,12 cm^2 > A_{min} = 6,88 cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 20,1 cm^2 > A_{min} = 6,88 cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 14,12 cm^2 > A_{min} = 6,88 cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{adopté} = 16,08 cm^2 > A_{min} = 6,88 cm^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{956,7 \times 10^3}{600 \times 950} = 1,67 Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \right\} Mpa$$

$$\bar{\tau} = 2,5 Mpa$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \text{ Condition vérifiée}$$

VII-6-5 Vérification a l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens xx**▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = 0,082 \quad \alpha = 0,1071$$

$$\gamma = \frac{637,88}{454,69} = 1,4$$

$$\alpha \leq \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > 0,1071$$

▪ **En travée**

$$\mu_u = 0,063 \quad \alpha = 0,0801$$

$$\gamma = \frac{486,07}{422,07} = 1,15$$

$$\alpha \leq \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325 > 0,0801$$

➤ **Sens yy**▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = 0,082 \quad \alpha = 0,1071$$

$$\gamma = \frac{632,41}{287,86} = 2,19$$

$$\alpha \leq \frac{2,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,345 > 0,1071$$

▪ **En travée**

$$\mu_u = 0,062 \quad \alpha = 0,0801$$

$$\gamma = \frac{478,28}{217,35} = 2,2$$

$$\alpha \leq \frac{2,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,85 > 0,0801$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

➤ **Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ par paroi.}$$

Soit : **2HA14 = 3,08cm**

Conclusion :

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Ferrailage de radier**
- **A L'ELU :**
 - **sens xx**
 - ✓ Travée 8HA14=12,31cm²
 - ✓ Appuis 5HA14=7,7cm²
 - **Sens yy**
 - ✓ Travée 4HA14=6,15cm²
 - ✓ Appuis 5HA12 =5,65cm²
- **Ferrailage de débord**
- **AL'ELU :**
 - ✓ Armature principales : 4HA12=4,52cm²
 - ✓ Armature de répartition : 4HA8 = 2.01 cm²
- **Ferrailage de nervure :**
- **A L'ELU :**
 - **sens xx**
 - ✓ Travée 5HA16 (fil)+5HA16(chap) =**25,12**cm²
 - ✓ Appuis 4HA20(fil)+4HA20(chap) =20,1cm²
 - **Sens yy**
 - ✓ Travée 4HA16(fil)+4HA16(chap) =24,12cm²
 - ✓ Appuis 6HA16(fil)+6HA16(chap) =16,08cm²

Conclusion

Ce rapport présente les travaux effectués au cours de notre projet de fin d'études. Ces travaux portent sur l'étude d'une structure [R+5+ sous-sol] à usage d'habitation. Et caractérisé par un contreventement portique-voiles .

L'étude de construction en béton de cet ouvrage a été effectuée en se basant sur les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé [BAEL91 modifiée 99] ainsi que sur les règles parasismiques algériennes [RPA99V2003].

Ce rapport présente les différents calculs de pré-dimensionnement, le calcul des éléments secondaires ainsi que les calculs de ferrailage. La réponse de la structure a aussi été calculée en utilisant le logiciel ETABS V9.7.

Cette expérience nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, et nous a obligés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé ; et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements indispensables

Nous avons aussi appris à appliquer les différents logiciels de calcul (ETABS, AUTOCAD..)

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

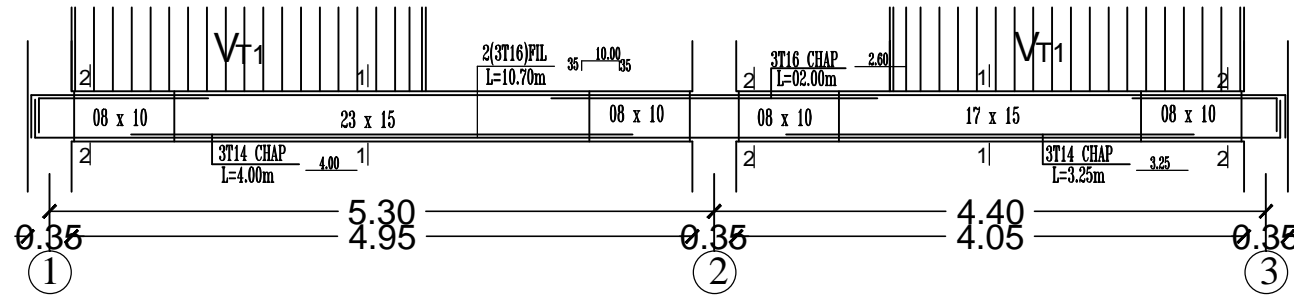
Bibliographie

➤ **Règlements :**

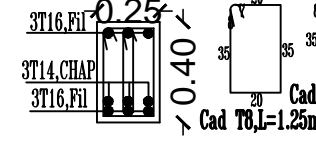
- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton Armé aux états Limites.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.

➤ **Logiciels et programmes :**

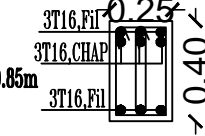
- ETABS V9.70 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2015 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferrailage)
- Office 2016 (Traitement de texte, Calcul...etc)



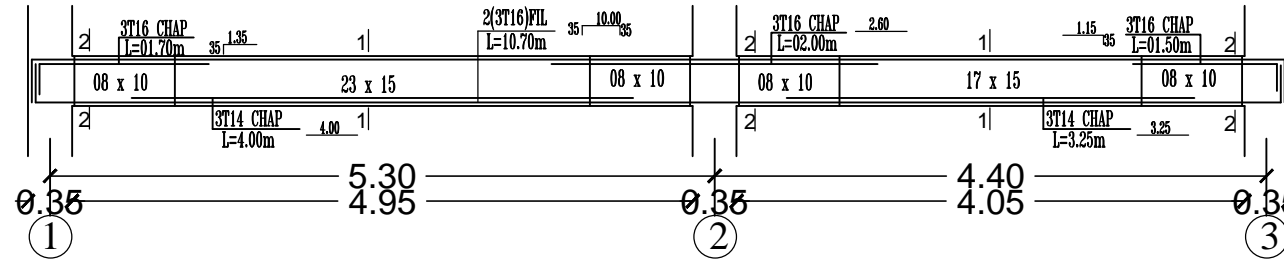
COUPE 1-1



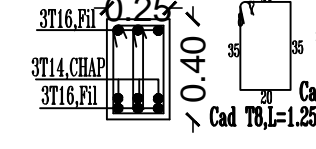
COUPE 2-2



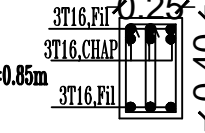
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES FILE A/H NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61



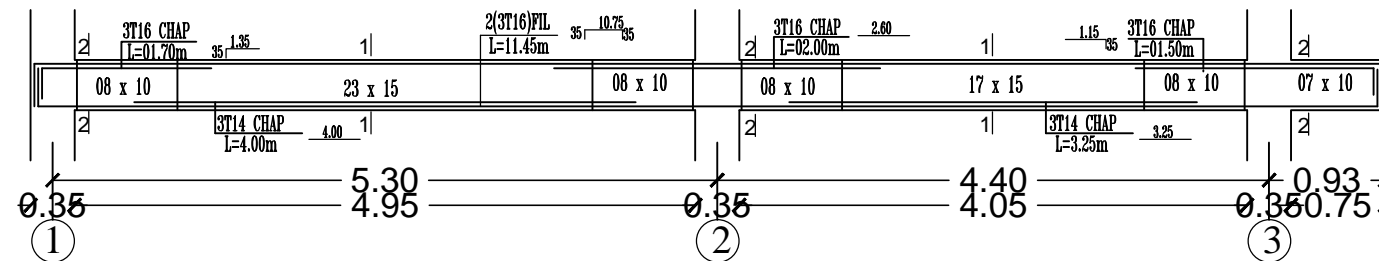
COUPE 1-1



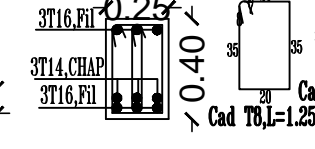
COUPE 2-2



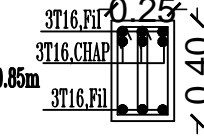
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES FILE B/G NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61



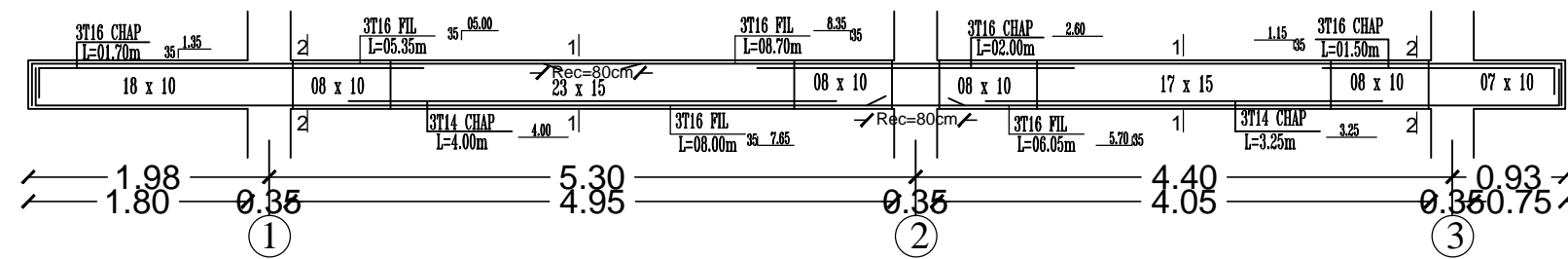
COUPE 1-1



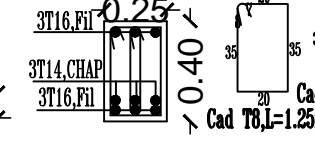
COUPE 2-2



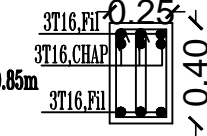
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES FILE C/F NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61



COUPE 1-1



COUPE 2-2



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES FILE D/E NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61

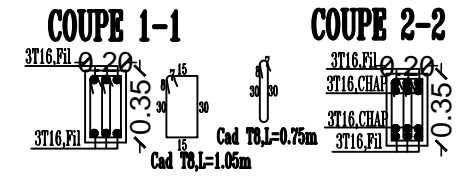
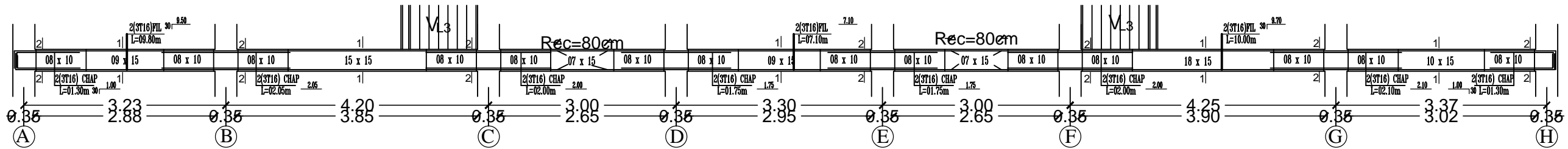
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

TITRE:FERRAILLAGE
DES POUTRES
PRINCIPALES

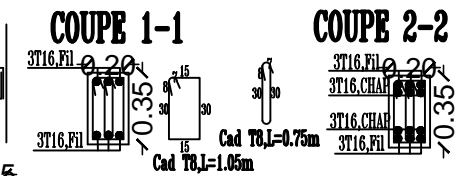
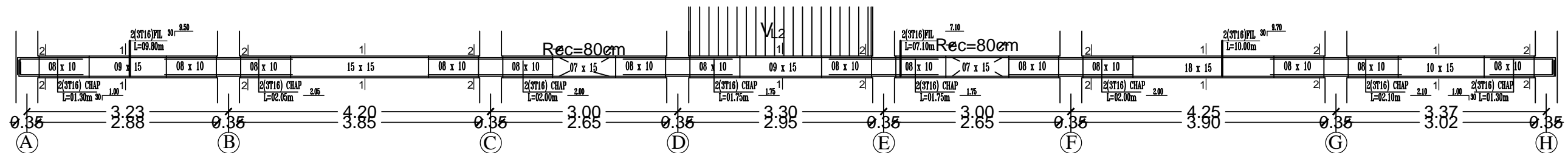
ETUDIER PAR:
Melle: MEBROUKI OUISSAM
Melle: MEKAOUI NAIMA

DIRIGE PAR: IDRES LAMIA

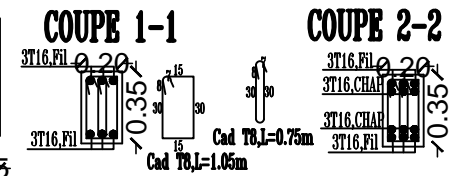
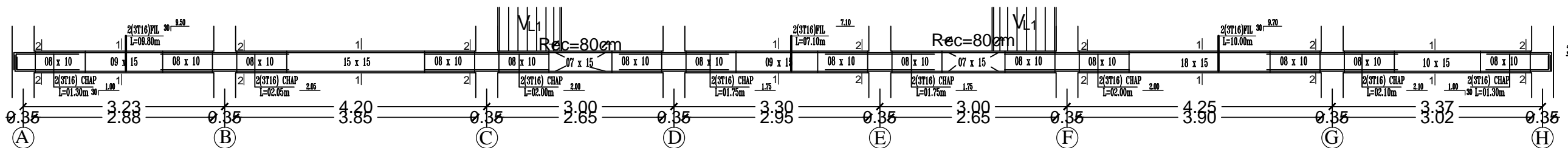
PROMOTION 2021-2022



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE AXE 3 NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE AXE 2 NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE AXE 1 NIV: +13.43/+16.49/+19.55/+22.61

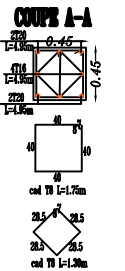
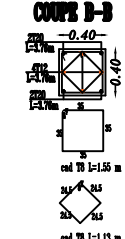
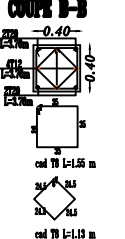
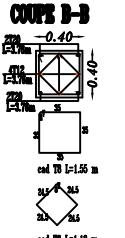
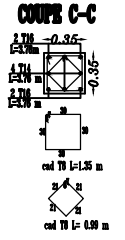
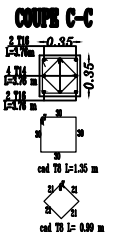
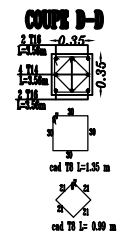
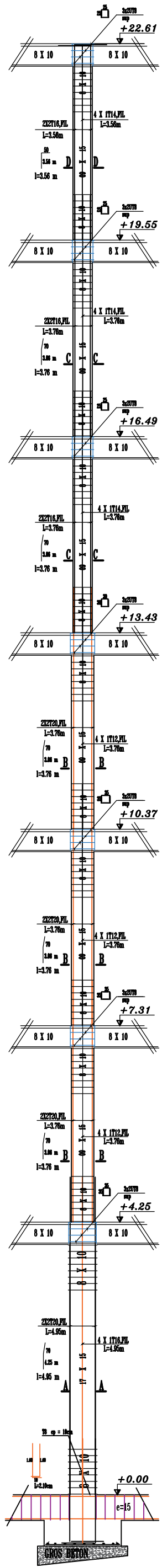
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

TITRE:FERRAILLAGE
 DES POUTRES
 SECONDAIRES

ETUDIER PAR:
 Melle: MEBROUKI OUISSAM
 Melle: MEKAOUI NAIMA

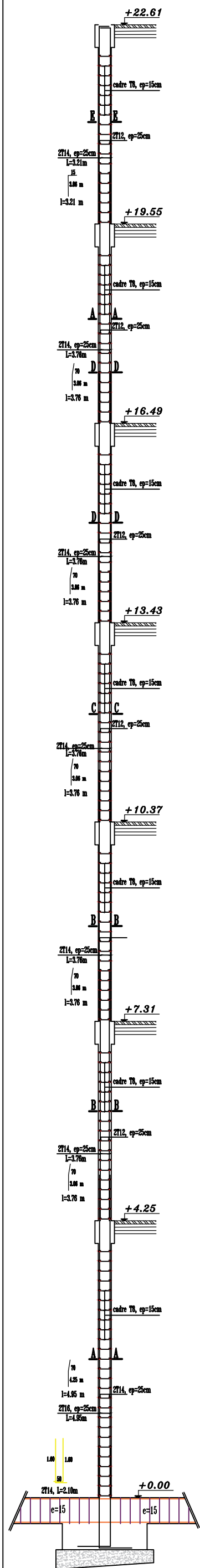
DIRIGE PAR: IDRES LAMIA

PROMOTION 2021-2022

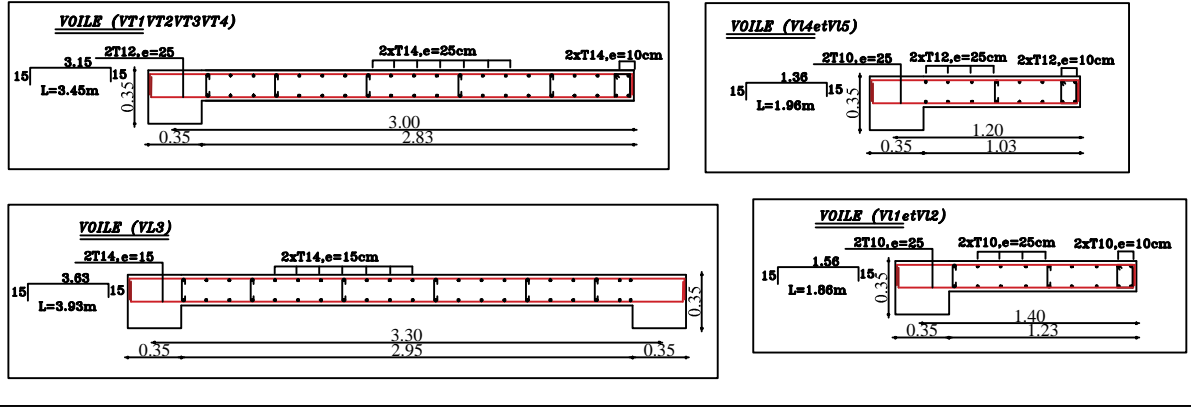


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE DES POUTEAUX	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
DIRIGE PAR: IDRES LAMIA	
PROMOTION 2021-2022	

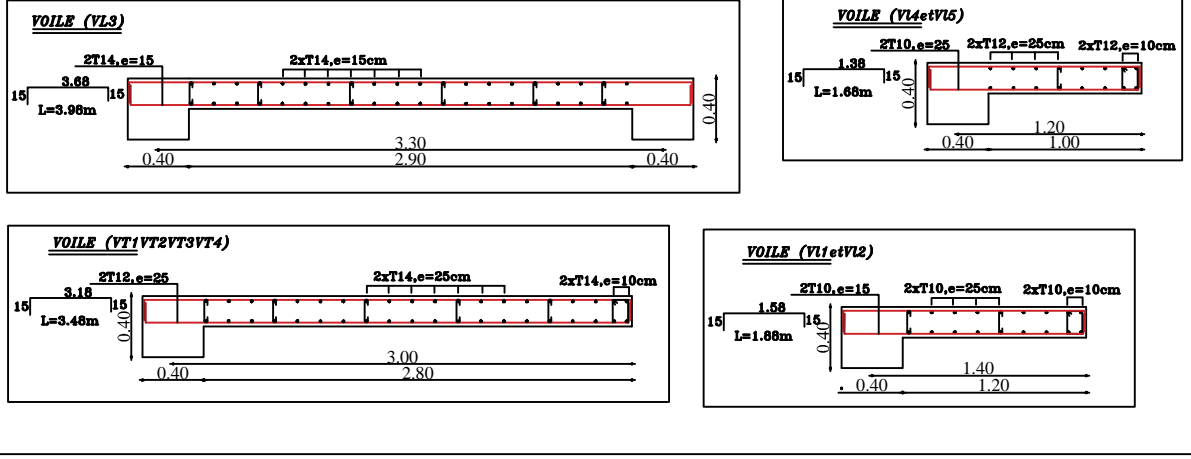
FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT



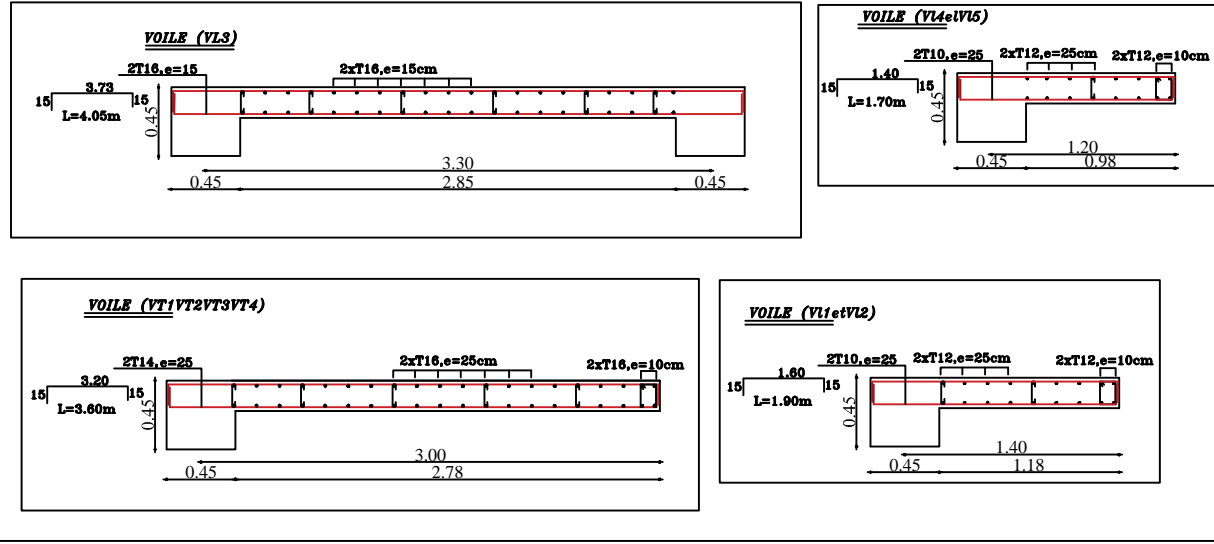
COUPE E-E



COUPE B-B

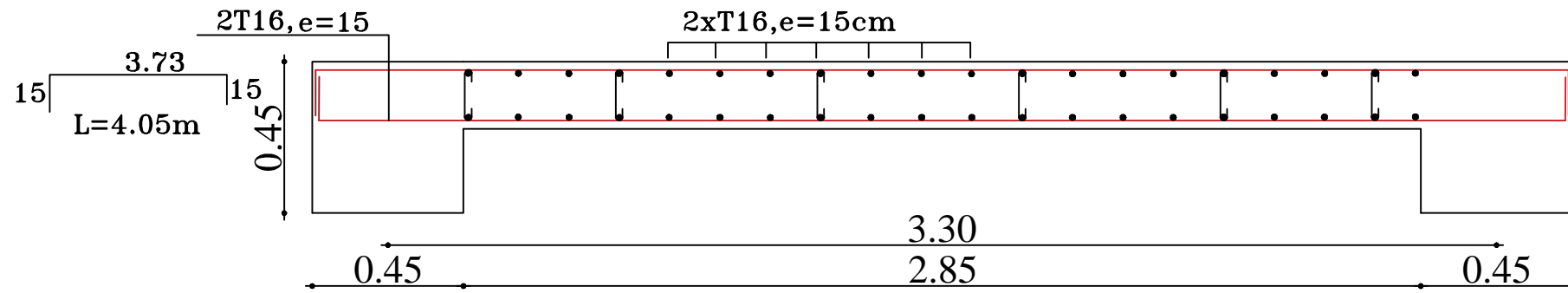


COUPE A-A

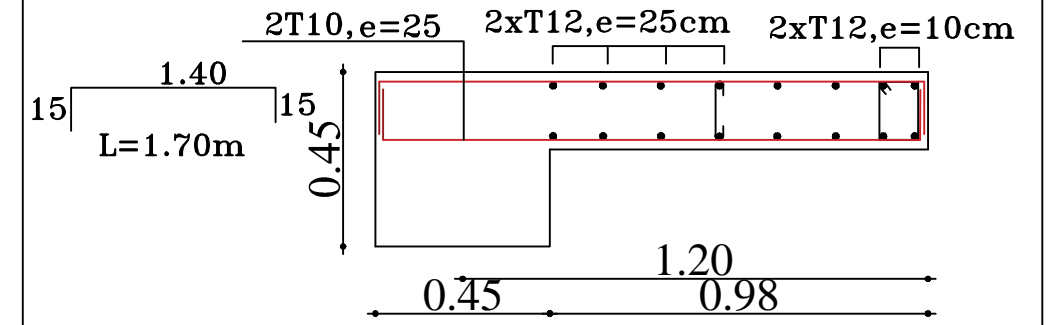


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOLOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: FERRAILLAGE DES VOILES	ETUDIÉ PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
DIRIGÉ PAR: IDRES LAMIA	
PROMOTION 2021-2022	

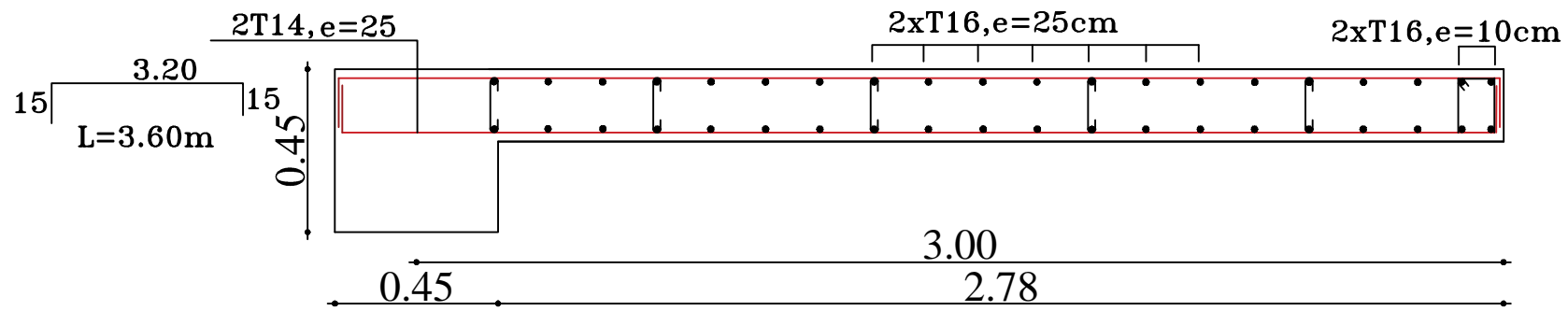
VOILE (VL3)



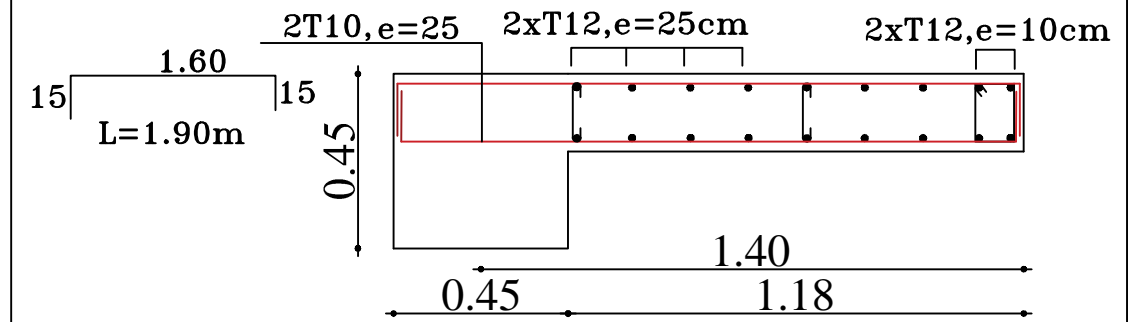
VOILE (VL4etVL5)



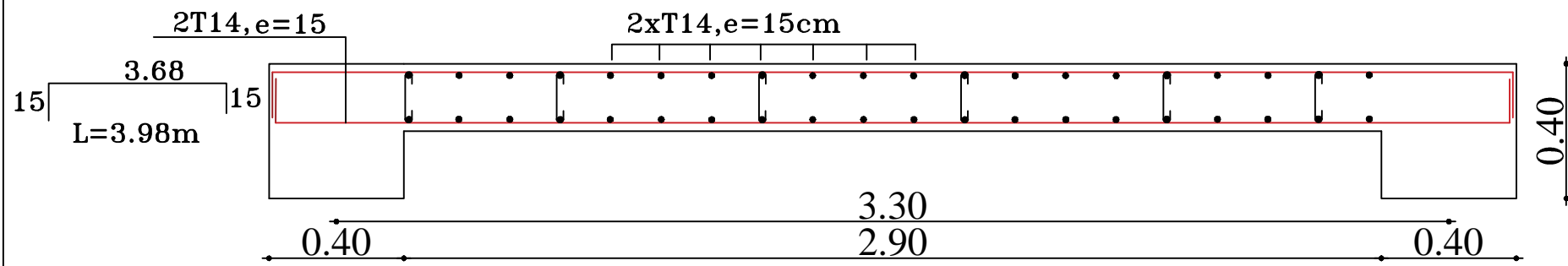
VOILE (VT1VT2VT3VT4)



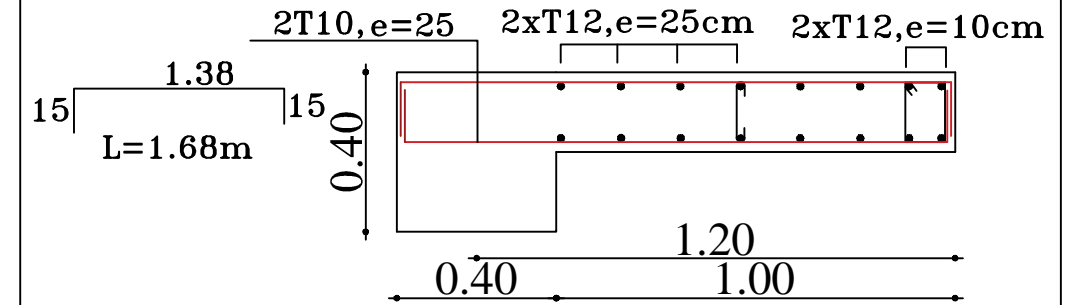
VOILE (VL1etVL2)



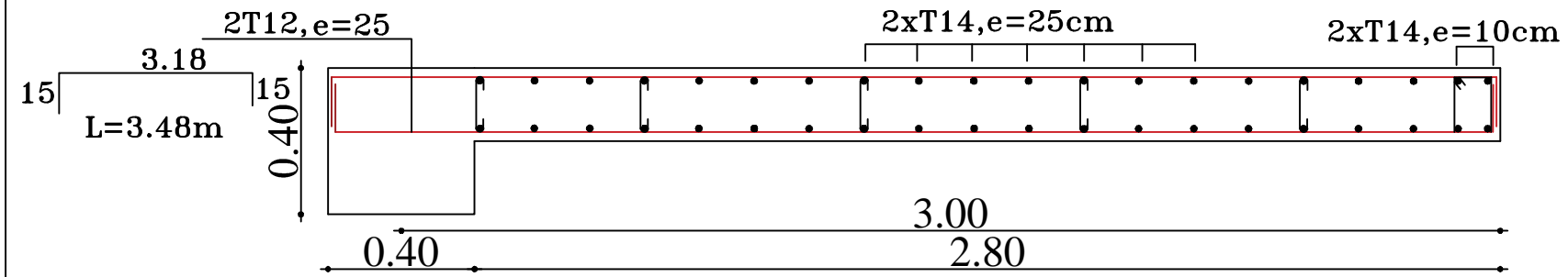
VOILE (VL3)



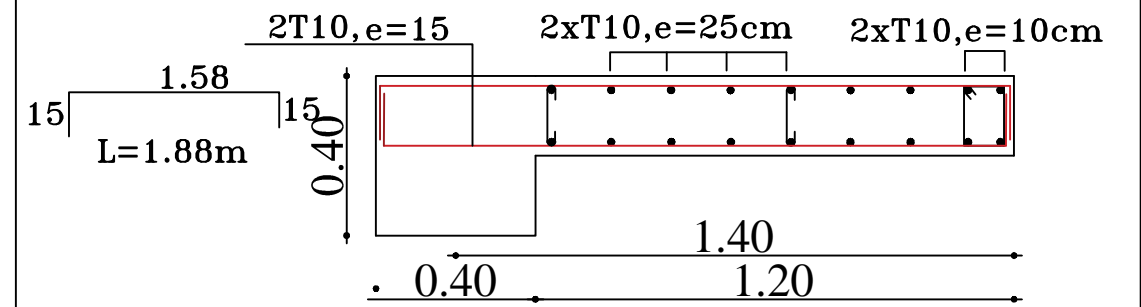
VOILE (VL4etVL5)



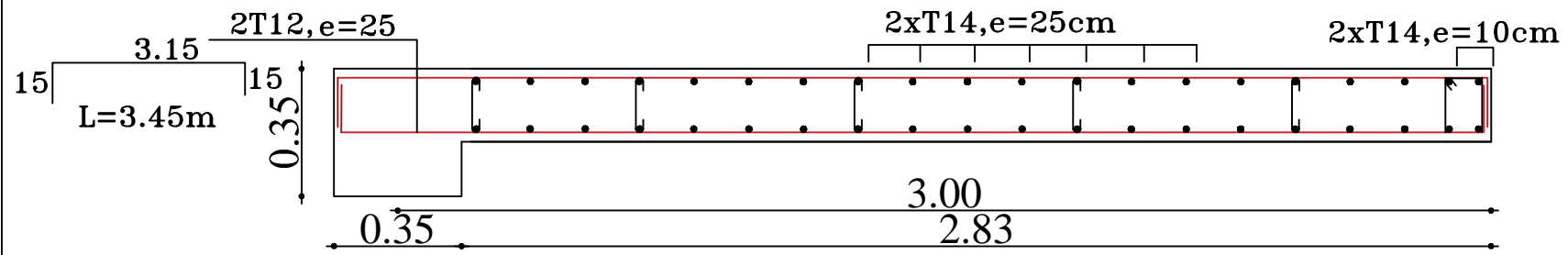
VOILE (VT1VT2VT3VT4)



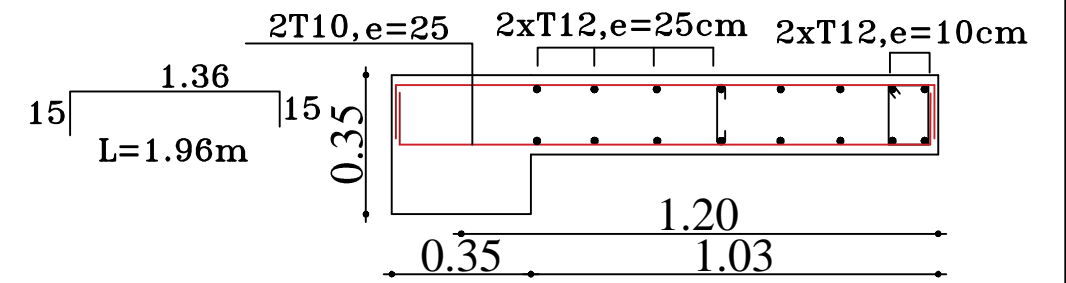
VOILE (VL1etVL2)



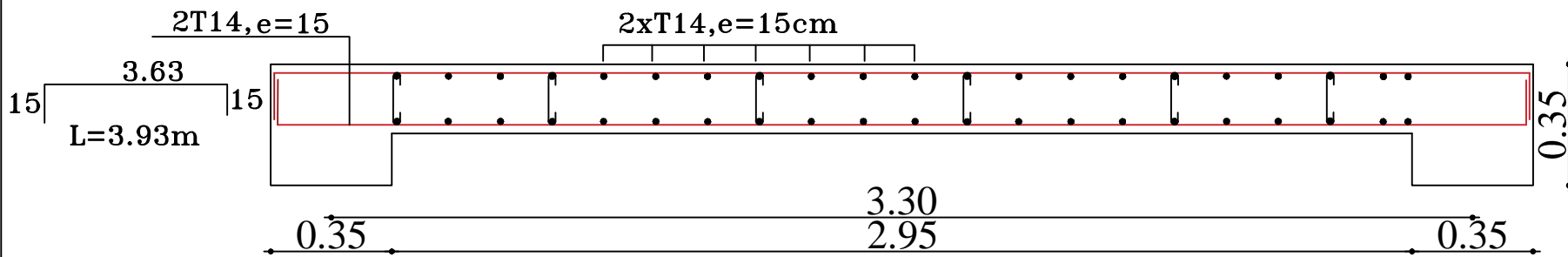
VOILE (VT1VT2VT3VT4)



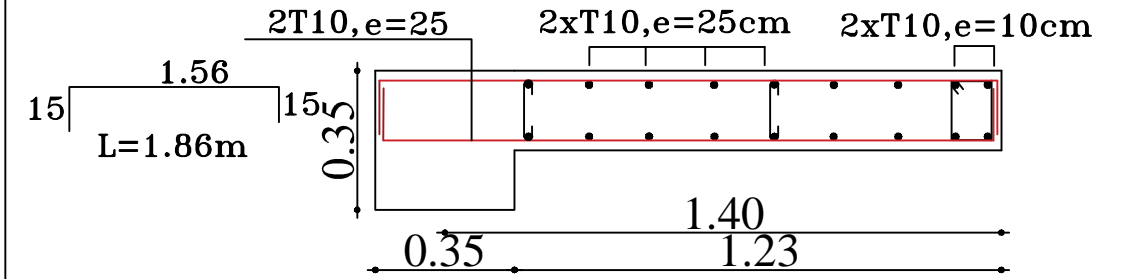
VOILE (VL4etVL5)

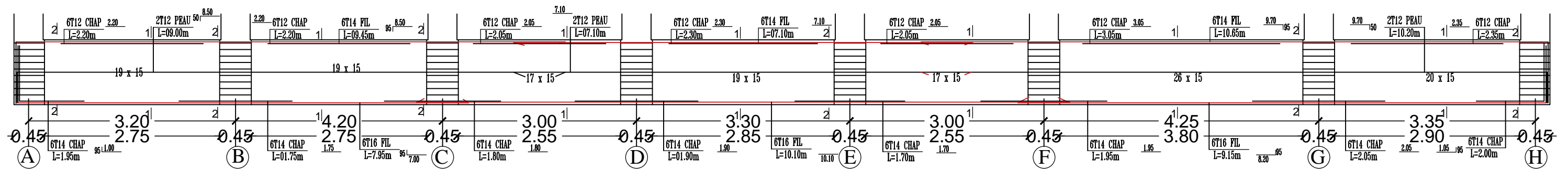


VOILE (VL3)



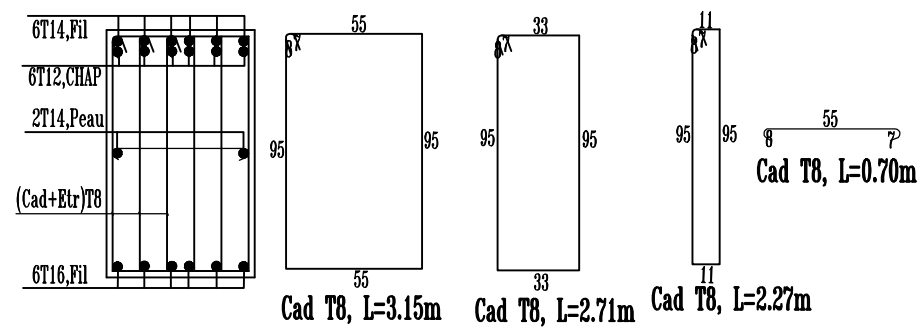
VOILE (VL1etVL2)



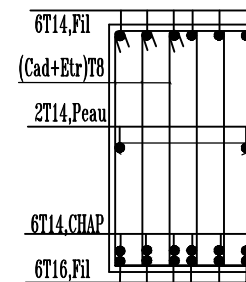


FERRAILLAGE DES NERVURES FILE A/B/C/D/E/F/H NIV: +0.00

COUPE 1-1



COUPE 2-2



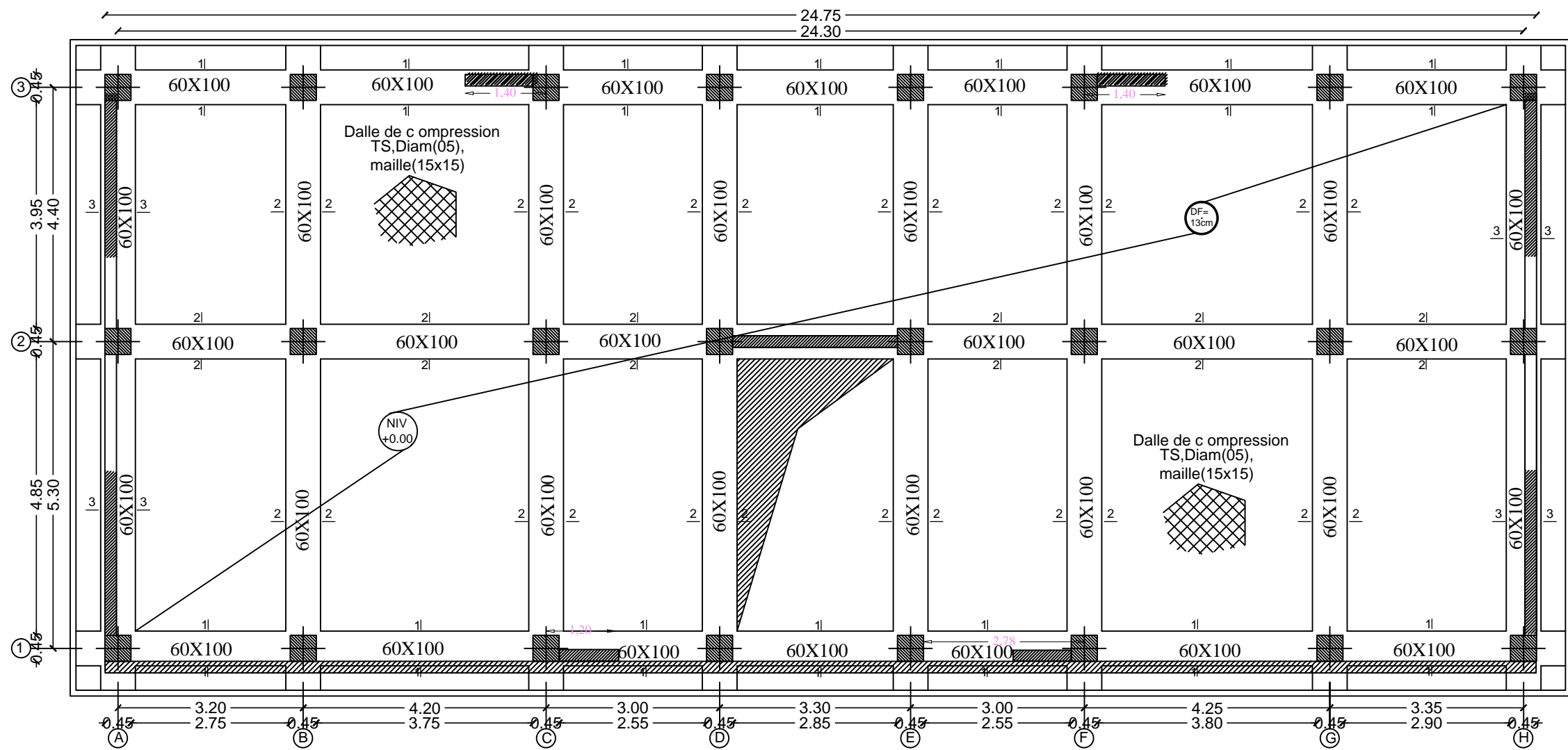
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

TITRE: FERRAILLAGE
 DES NERVURES
 FIL A/B/C/D/E/F/H

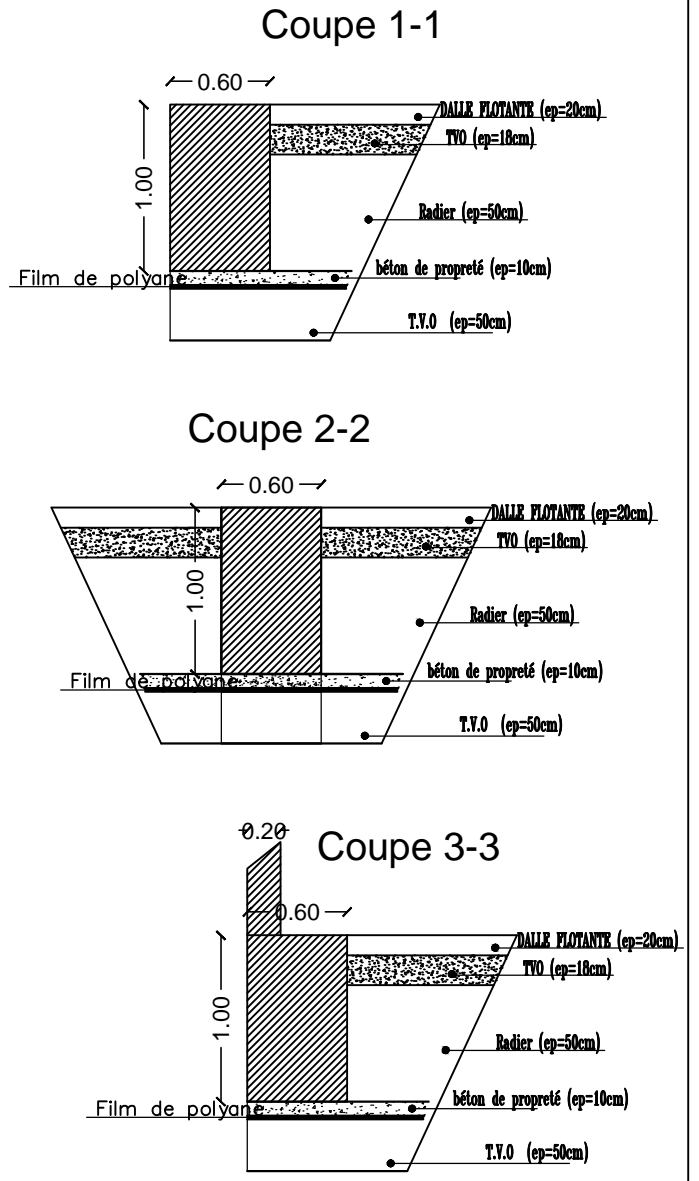
ETUDIER PAR:
 Melle: MEBROUKI OUISSAM
 Melle: MEKAOUI NAIMA

DIRIGE PAR: IDRES LAMIA

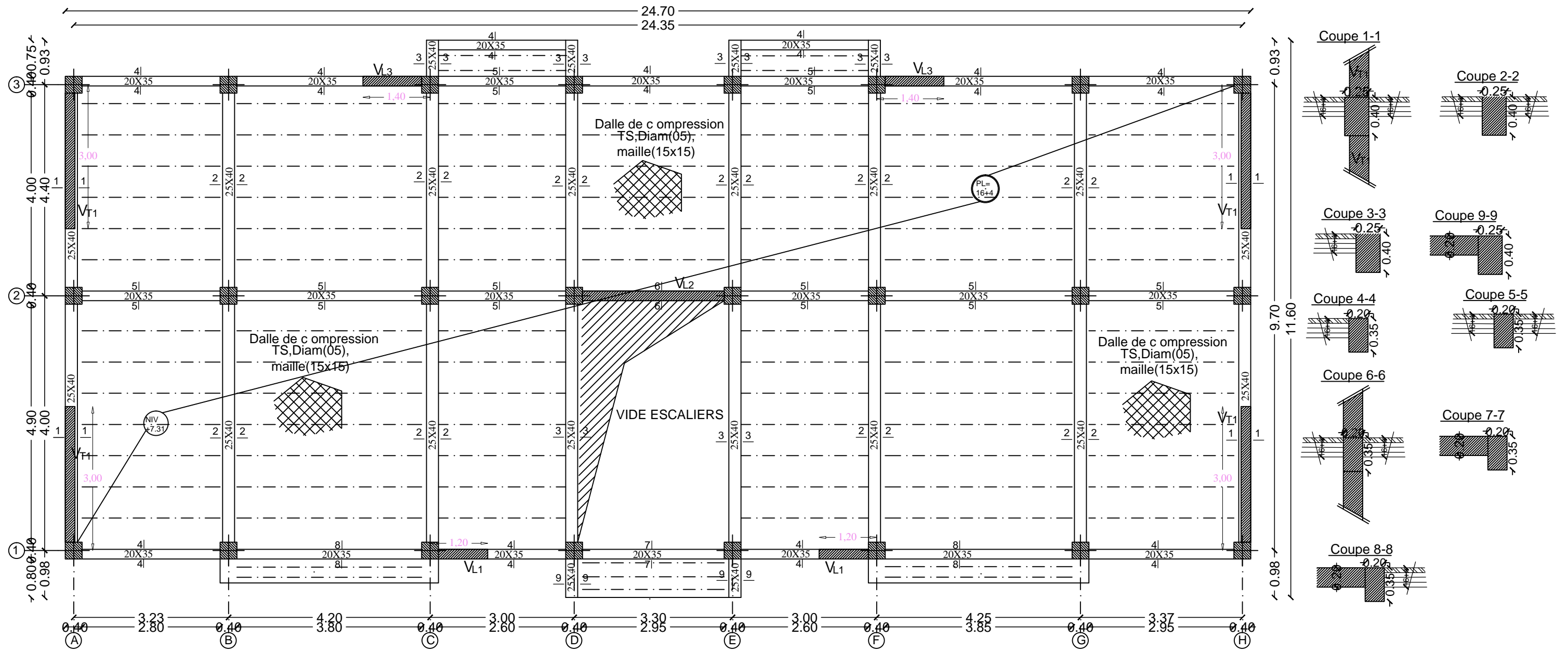
PROMOTION 2021-2022



PLAN DE FONDATION NIV: +0.00

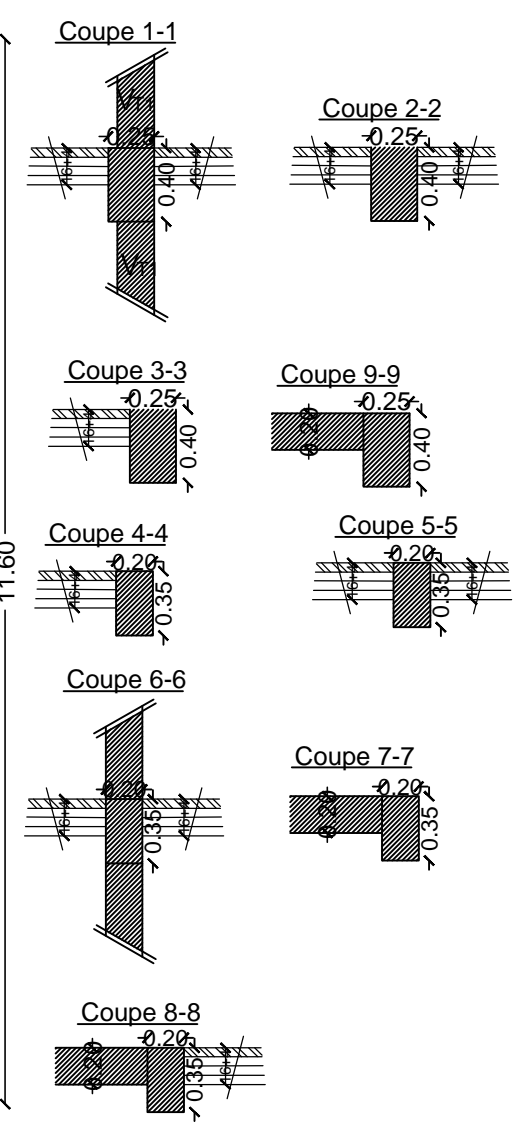
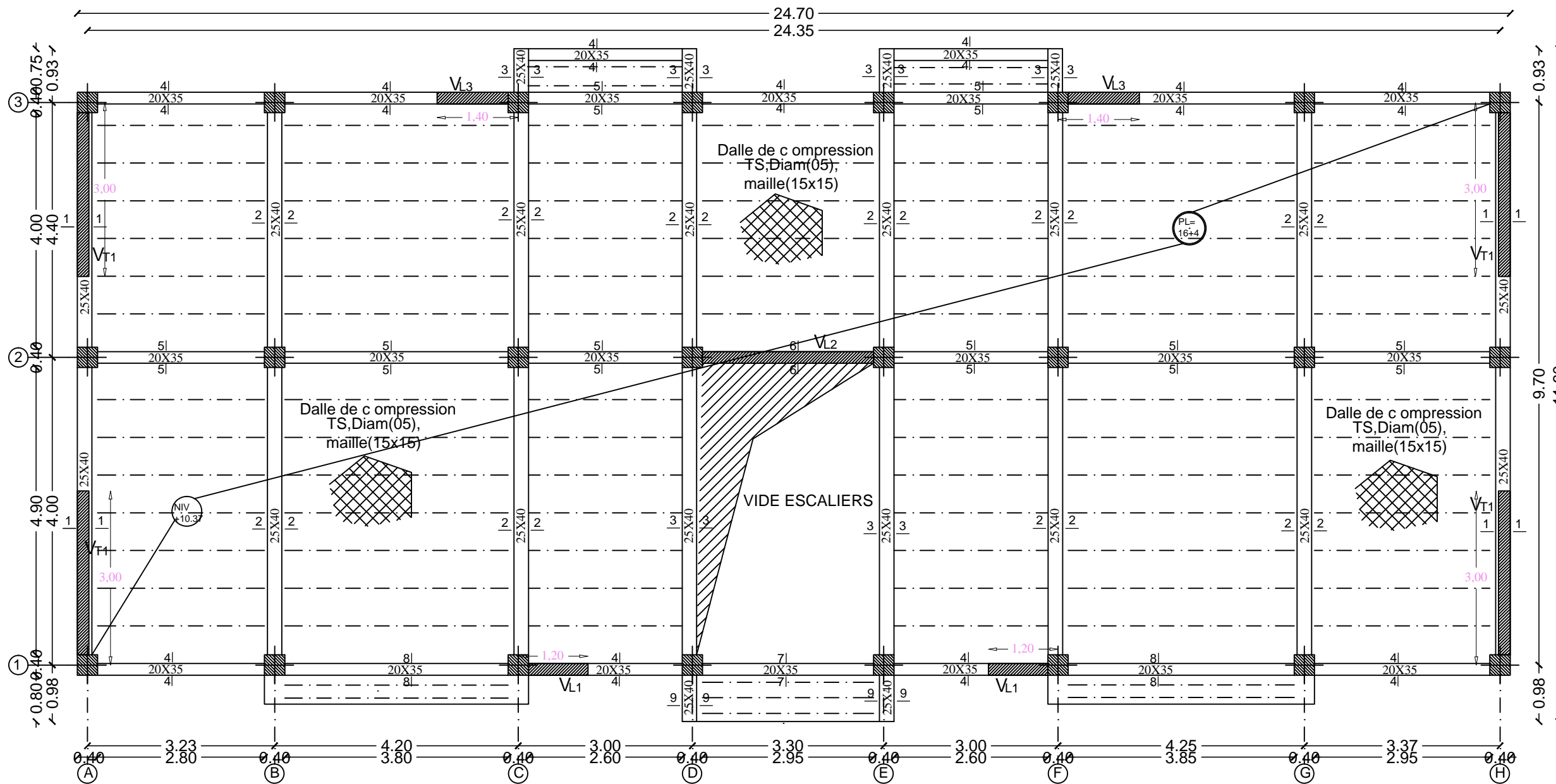


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE FONDATION	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
	DIRIGE PAR: IDRES LAMIA
PROMOTION 2021-2022	



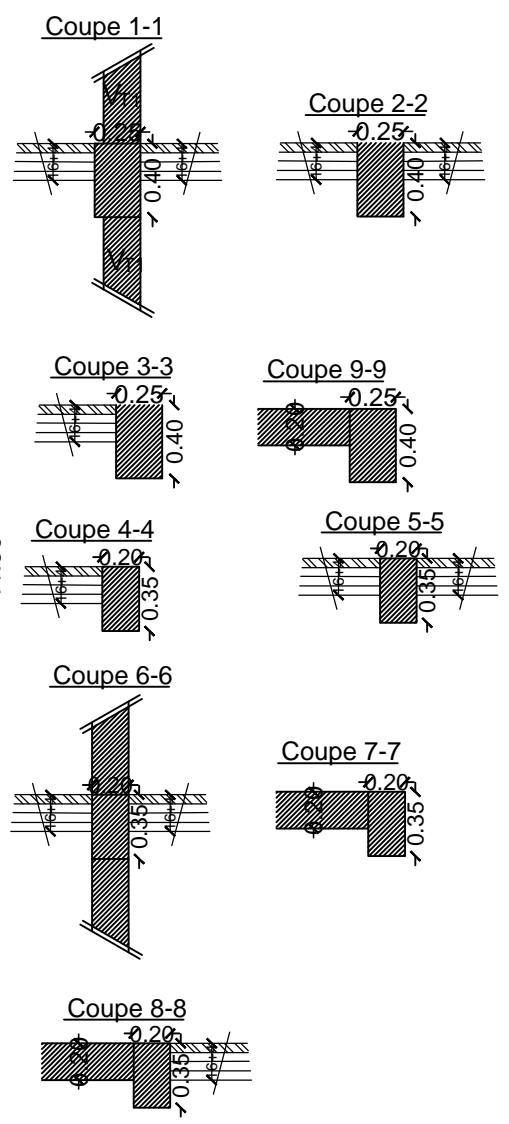
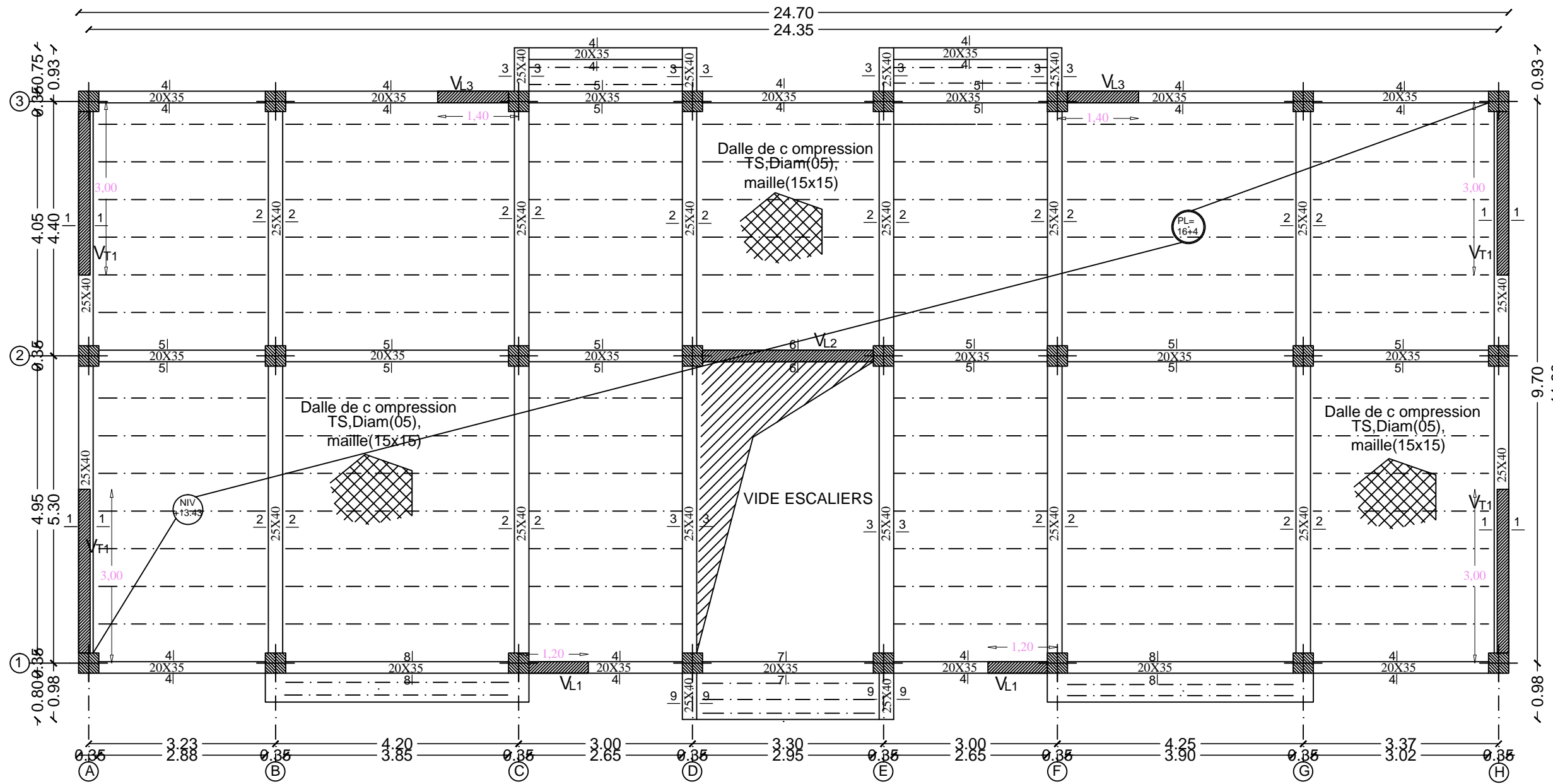
PLAN DE COFFRAGE NIV: +7.31

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +7.31	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
DIRIGE PAR: IDRES LAMIA	
PROMOTION 2021-2022	



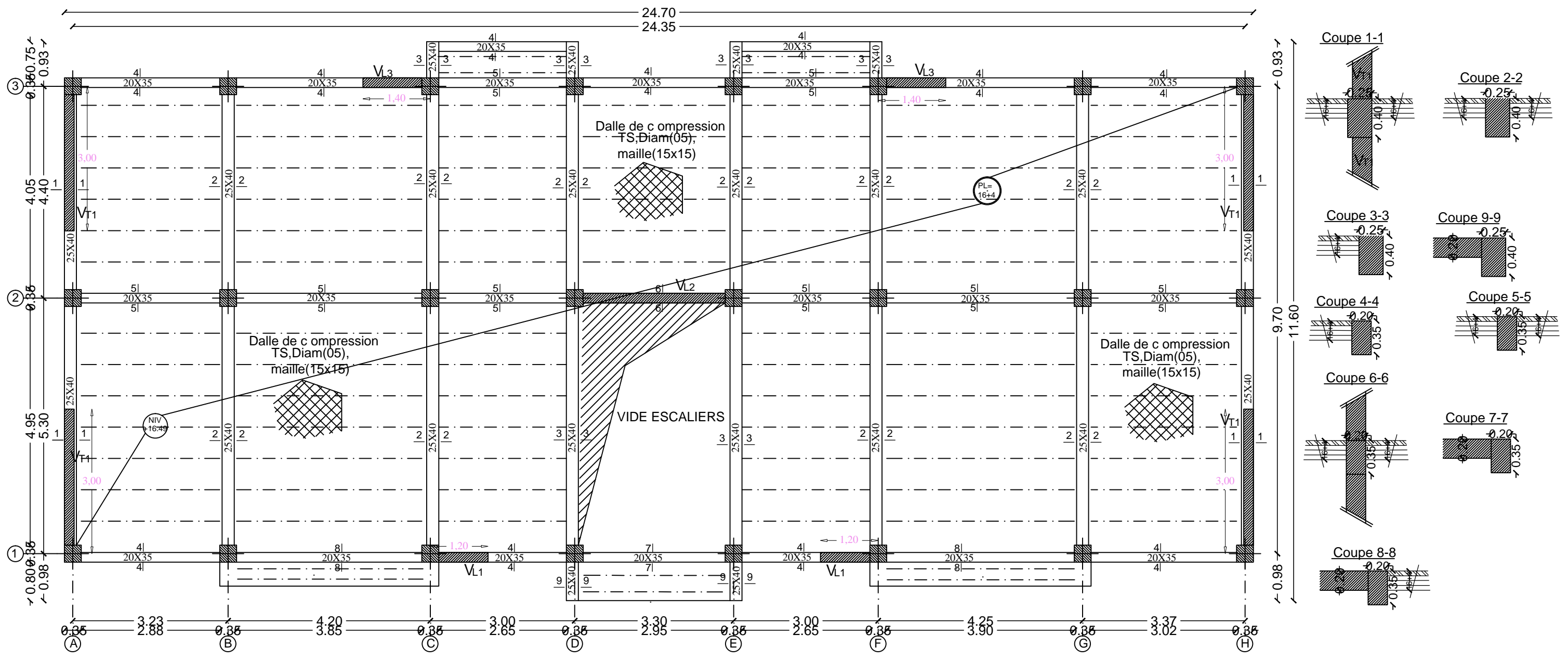
PLAN DE COFFRAGE NIV: +10.37

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +10.37	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA DIRIGE PAR: IDRES LAMIA
PROMOTION 2021-2022	



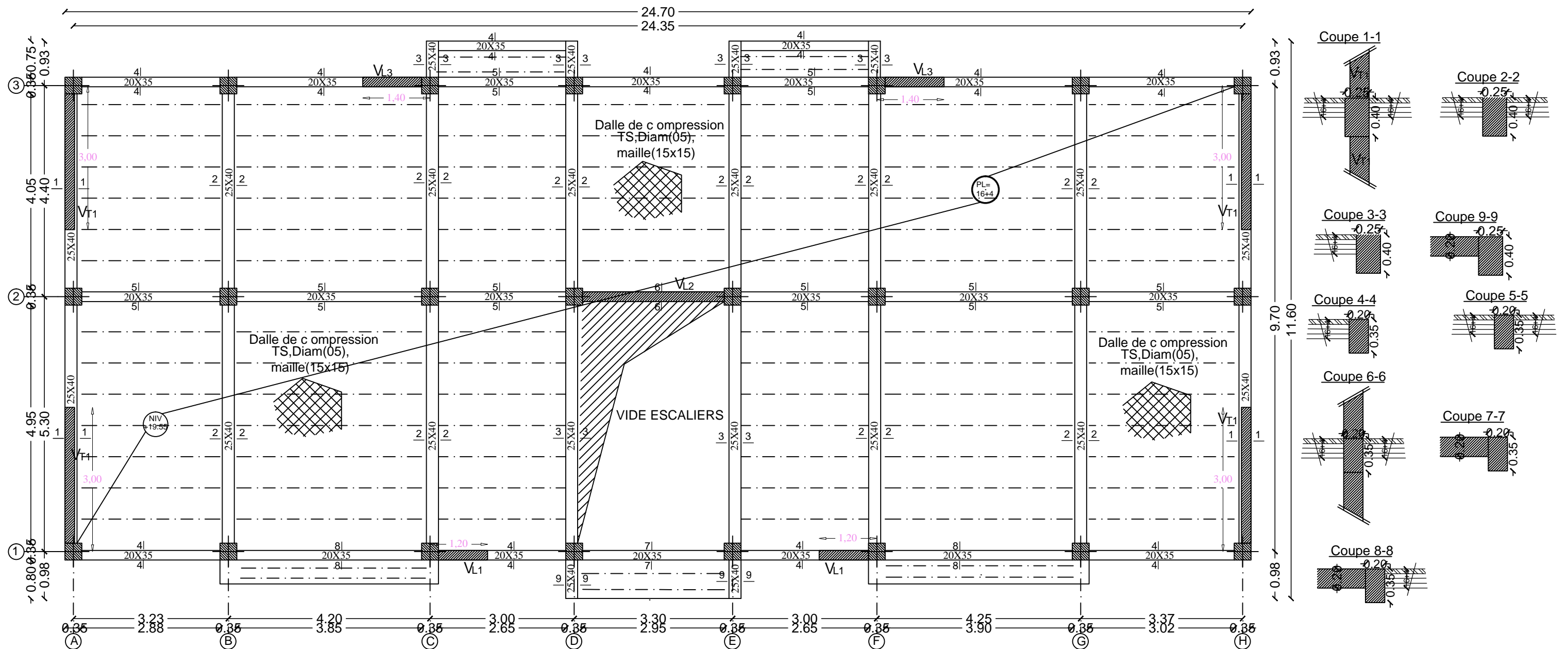
PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.43

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +13.43	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA DIRIGE PAR: IDRES LAMIA
PROMOTION 2021-2022	

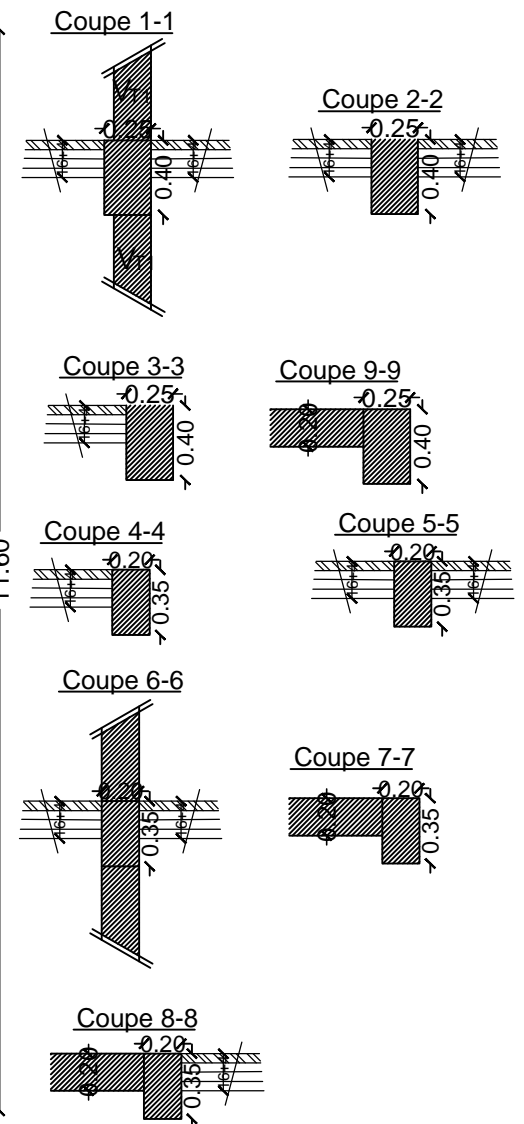


PLAN DE COFFRAGE NIV: +16.49

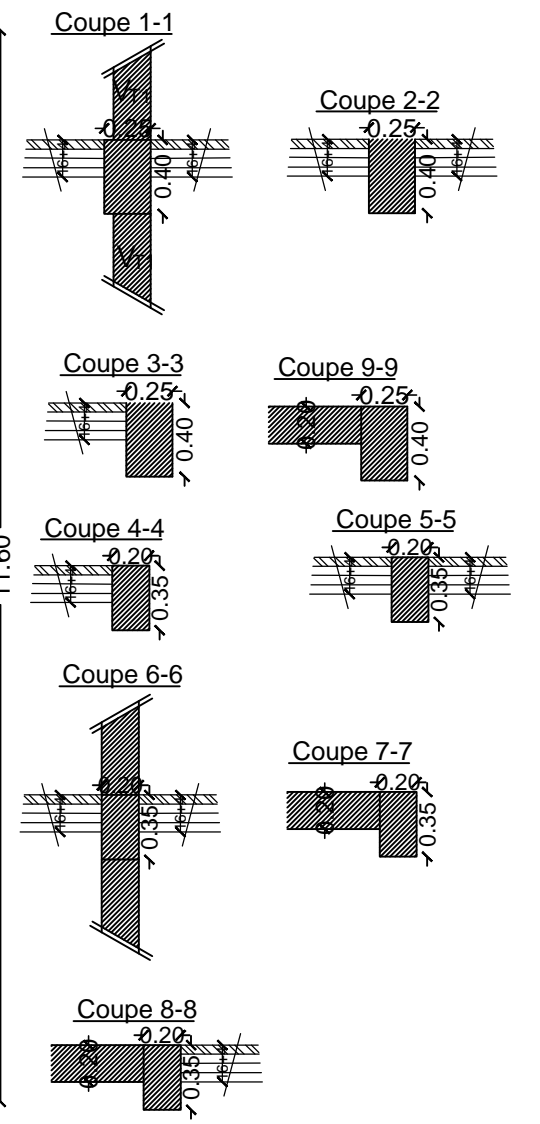
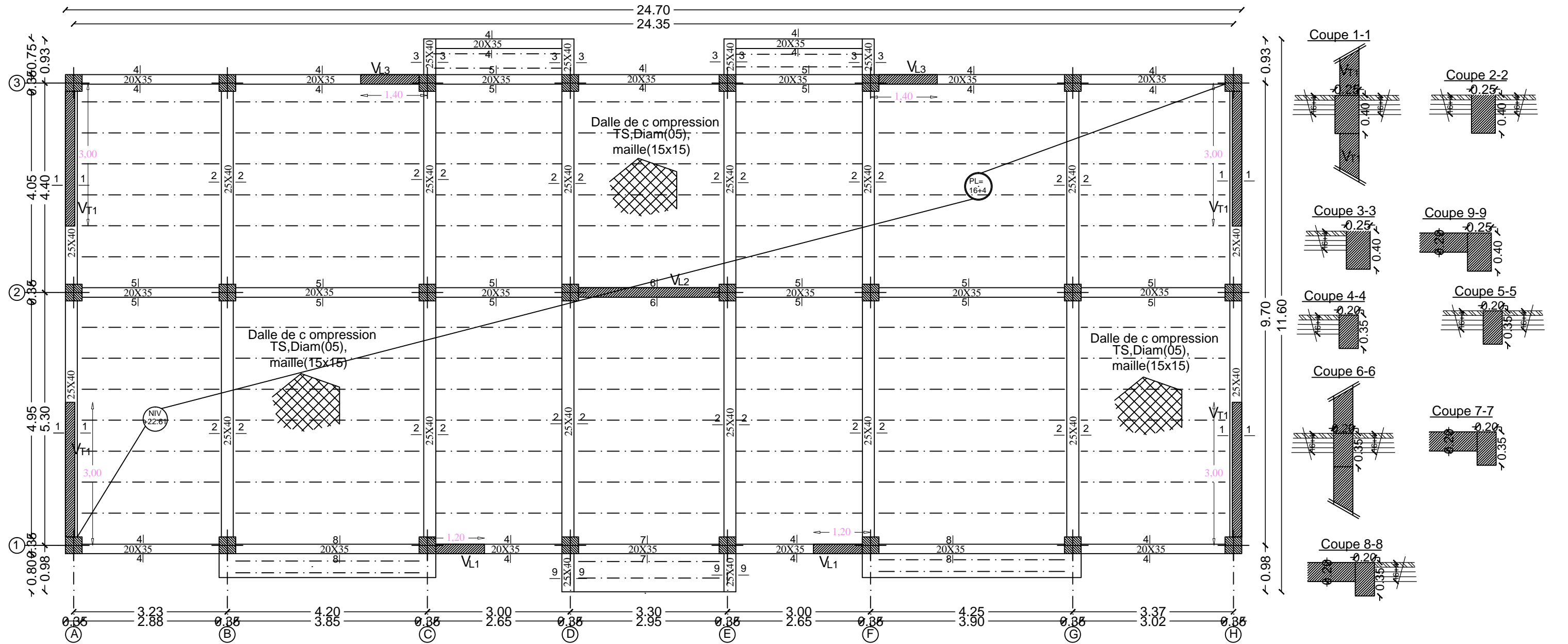
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COUFRAGE NIV :+16.49	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
DIRIGE PAR: IDRES LAMIA	
PROMOTION 2021-2022	



PLAN DE COFFRAGE NIV: +19.55



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +19.55	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA
DIRIGE PAR: IDRES LAMIA	
PROMOTION 2021-2022	



PLAN DE COFFRAGE NIV: +22.61

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
TITRE: PLAN DE COFFRAGE NIV: +22,61	ETUDIER PAR: Melle: MEBROUKI OUISSAM Melle: MEKAOUI NAIMA DIRIGE PAR: IDRES LAMIA
PROMOTION 2021-2022	