

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civil et industriel.



THEME

Etude de l'ossature d'un bâtiment R+5+SS+Charpente à usage mixte.

Proposé par : Bureau d'étude

Etudié par: Melle AZIZ Dalia

Melle AZIZI Naima

Dirigé par : M^f KAHIL

Année 2019/2020



Nous tenons en premier lieu à remercier dieu tout puissant, de nous avoir aidés et donnés courage pour arriver au terme de ce travail, et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre chère promotrice **MrKAHIL** pour ces conseils et orientations qui nous ont été d'un apport précieux durant l'élaboration de notre projet de fin d'étude, ainsi que tous nos enseignants au long de notre cursus, comme nous tenons également à remercier le personnel de la bibliothèque et nos amis et nos camarades de la promotion, ainsi que tous ce qui nous ont aidé de près ou de loin. Nous remercions chaleureusement les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travaille.

Azizi Naima et Aziz Dalia

Liste des tableaux et figures

CHAPITRE I :

- Figure I-1 : Coupe schématique d'un escalier.
- Figure I-2 : Schéma descriptif de la toiture
- Figure I-3 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.
- Figure I-4 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS
- Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation

CHAPITRE II :

- Figure I-1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis(Plancher semi-préfabriqué)
- Figure II-2 : poteau le plus sollicité
- Tableau II-1 : Charges permanentes de la charpente
- Tableau II-2 : Charges permanentes de l'étage courant.
- Tableau II-3 : Charges permanentes des murs intérieurs.
- Tableau II-4 : Charges permanentes des murs extérieurs.
- Tableau II-5 : les sections adoptées pour les poteaux

CHAPITRE III :

- Figure III-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux
- Figure III-2 : treillis soudé (TL520) de dimension ($6 \times 6 \times 200 \times 200$).
- Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage
- Figure III-4 : coupe transversal de la nervure
- Figure III-5 : schéma de la table de compression
- Figure III-6 : Coupe transversale de la poutrelle
- Fig.III-7 : Schéma statique de la poutrelle
- Fig. III-8 : Schéma de la Méthode des trois moments
- Fig. III-9 : charge du 1^{er} type de poutrelles
- Fig. III-10 : moments en travée et appuis du 1er type de poutrelles
- Fig. III-11 : effort tranchent du er type de poutrelles
- Fig. III-12 : chargement du 2emetype de poutrelles
- Fig. III-13 : moments en travée et appuis du 2 éme type de poutrelles
- Fig. III-14 : effort tranchent du2 eme type de poutrelles
- Fig. III-15 : chargement du 3emetype de poutrelles
- Fig. III-16 : moments en travée et appuis du 3 éme type de poutrelles
- Fig. III-17 : effort tranchent du3 eme type de poutrelles
- Fig. III-18 : section de calcule apre coulage
- Fig.III-21 : Schéma de ferrailage de la poutrelle
- Fig. III-22: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS
- Fig .III-23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
- Fig. III-24: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS
- Fig .III-25 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
- Fig. III-26: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS
- Fig .III-27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
- Figure III.2.1:Schéma d'escalier.
- Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul pour l'escalier à l'ELU.

Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul pour l'escalier à l'ELS.
Figure III.3.1 : Ferrailage des balcons.
Figure III.4.1 : Coupe verticale de l'acrotère.
Figure III.4.2 : Diagrammes des efforts internes.
Figure III.4.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère
Figure III.4.4 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.
Figure III.5.1: Schéma de la toiture.
Tableau III.5.1: Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

CHAPITRE IV :

Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau.
Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.
Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.
Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.
Tableau IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.
Tableau IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.
Tableau IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.
Tableau IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).
Tableau IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).
Tableau IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».
Figure IV-2 : trapèze de calcul
Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires.
Tableau IV-10 : section des aires et position du CDG.
Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).
Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).
Tableau IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) (Y-Y).

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modal
Tableau V. 2: Vérification de l'excentricité suivant X-X.
Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.
Tableau IV.4: calcul du facteur de qualité.
Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit
Tableau IV.6: Vérification du déplacement inter-étages sens X-X
Tableau IV.7: Vérification du déplacement inter-étages sens Y-Y
Tableau V.8: Vérification du l'effet $P\Delta$
Tableau V.9: Justification du système de contreventement

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle
Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA
Figure VI.1 : Section en flexion composée
Figure VI.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec
Tableau VI.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens
Tableau VI.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales
Tableau VI.5 : Détermination de la zone nodale
Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS .

Figure VI-3 : section doublement armée.
Figure VI-4 : Délimitation de la zone nodale
Tableau VI-8 : Vérification aux cisaillements
Tableau VI-9 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.
Tableau VI-10 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.
Figure VI-5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.
Tableau VI.11. Diagrammes des contraintes pour chaque section.
Tableau VI.12. Les armatures verticales pour chaque section.

CHAPITRE VII :

Tableau VII-1 : contrainte admissible du sol
Tableau VII-2: Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.
Tableau VII-3 : calcul pour le portique le plus sollicité
Tableau VIII-4: Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.
Tableau VIII-5: calcul des surfaces
Tableau VIII-6: Détermination des efforts à la base du radier :
Tableau VIII-7: Vérification de la contrainte de cisaillement :
Tableau VIII-8: Vérification de la stabilité de radier :
Tableau VII-9 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).
Tableau VII-10 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.
Tableau VII-11 : Vérification de la section minimale.
Tableau VII-11 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.
Tableau VII-12 : Répartitions simplifiée des chargements
Figure VII-1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.
Figure VII-2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.
Figure VII-3 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.
Figure VII-4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.
Figure VII-5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.
Figure VII-6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.
Tableau VII-13 : Efforts maximale.
Tableau VII-14 : Calcul du ferrailage.
Tableau VII-15 : Vérification à l'ELU
Tableau VII-16 : Vérification à l'ELS.

CHAPITRE VIII :

Figure VIII-1 : Diagrammes des contraintes.
Figure VIII-2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.
Figure VIII-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.
Figure VIII-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.
Figure VIII-5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.
Figure VIII-6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.
Figure VIII-7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.
Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur.
Tableau VIII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.
Tableaux VIII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sommaire

CHAPITRE I :

- I.1.Introduction
- I.2. Caractéristiques géométriques
- I.3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

CHAPITRE II :

- II.1.Introduction
- II.2.Pré-dimensionnement des éléments
- II.3.Vérification des poteaux au flambement

CHAPITRE III :

- III-1- Plancher en corps creux
 - III-1-1) Calcul de la dalle de compression :
 - III-1-2-Calcul des poutrelles
 - III-1-3-Méthode de calcul :
 - III-1-4- Calcul des armatures
 - III-1-5) Les vérifications
- III-2-Les Escaliers
 - III-2.1.Calcul de l'escalier :
- III-3 - 1-Introduction
- III-3 - 2-Principe de la méthode:
- III-3 – 3-Sollicitations dans le panneau:
- III-3 – 4- Calcul à L'ELU :
- III-3 – 5- Calcul du panneau à l'ELS:
- III-3 – 6- Ferrailage :
- III-3 – 7- Vérifications à l'ELU
- III-3 – 8- Vérifications à l'ELS :
- III-3 – 9- Conclusion
- III-4-1) Calcul de l'acrotère :
- III-4-2) Vérification des espacements :
- III-4-3) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :
- III-4-4) Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):
- III.5.1 Introduction :
- III.5.2 Détermination des charges : (DTR BC.2.2)
- III.5.3 Calcul des éléments de la toiture :
- III.5.4 Assemblage de la charpente :

CHAPITRE IV :

- IV.1 Introduction :
- IV.2. Calcul du contreventement

CHAPITRE V :

V.1. Description De L'ETABS:

V.2.Etapes de Modélisation :

V.3.1. Choix de la méthode de calcul :

V.3.2.principe de la méthode :

V.3.3.La modélisation :

V.4. Vérification des exigences du RPA :

V.5. Justification du système de contreventement :

V.6.Vérification du déplacement maximal de la structure

CHAPITRE VI :

VI .1. Etude des poteaux

VI .2. Etude des poutres :

VI .2. 1 Calcul des armatures longitudinales :

VI .3. Etude des voiles :

VI .3.1 Détermination des armatures

CHAPITRE VII :

VII.1.Introduction :

VII.2 Type de fondations :

VII.2.1 Les fondations superficielles :

VII.2.2 Les fondations profondes :

VII.3 Choix du type de fondations :

VIII.4 Calcul d'un radier :

VIII.4.1 Pré-dimensionnement du radier :

VII.4.2 Ferrailage du radier :

VII.4.3 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

VII.4.4 Ferrailage des débords :

CHAPITRE VIII :

VIII.1 Introduction

VIII.2 Contrainte de sollicitations :

VIII.3.Ferrailage du mur plaque

VIII.4.Recommandation du RPA :

VII .5.Vérification à l'ELS :

VII .5.1 Vérification des contraintes :

VIII .5.2Etat limite de déformation

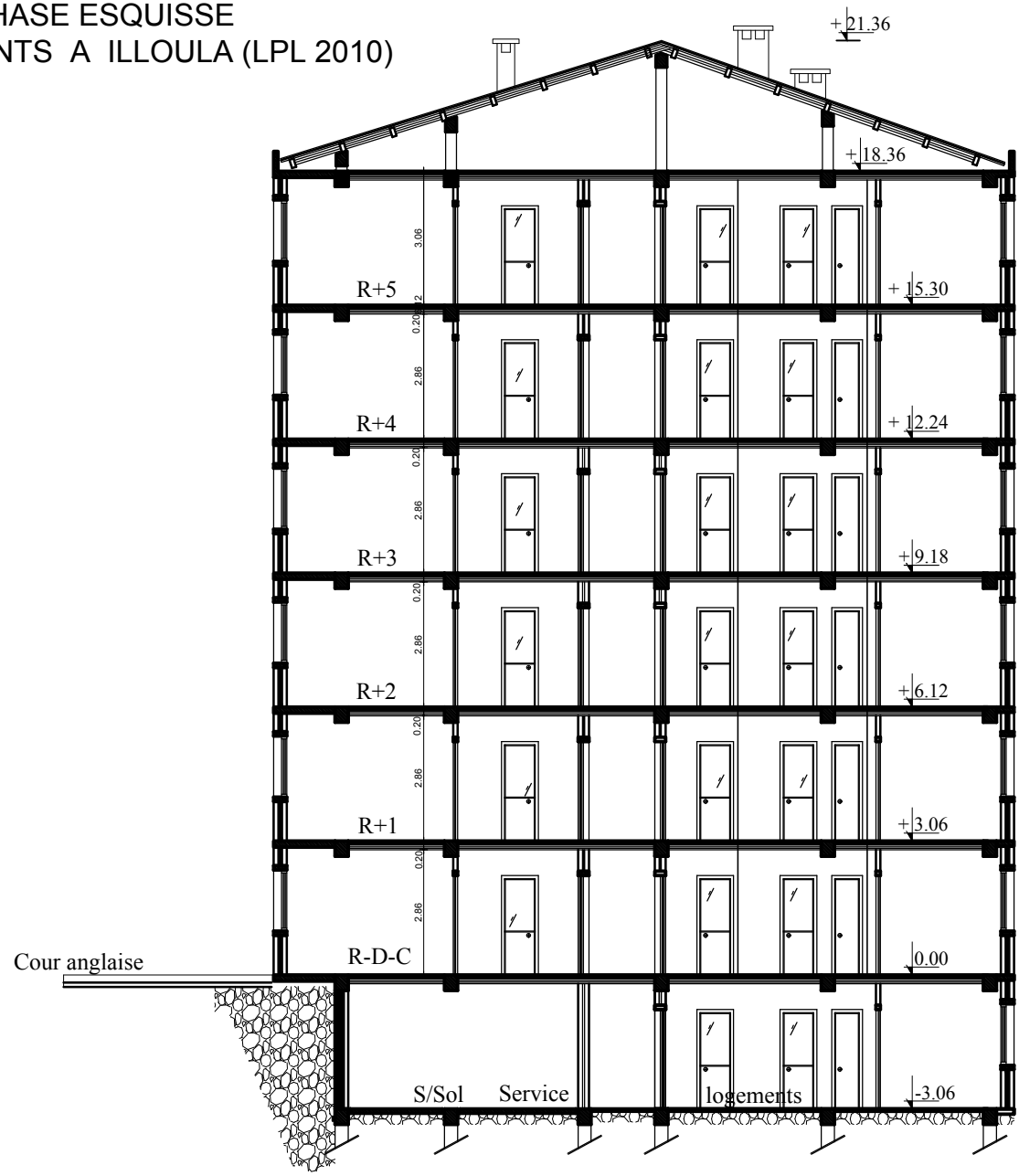
FACADE PRINCIPALE

BLOC (A)
26/50logements



PHASE ESQUISSE
50 LOGEMENTS A ILLOULA (LPL 2010)

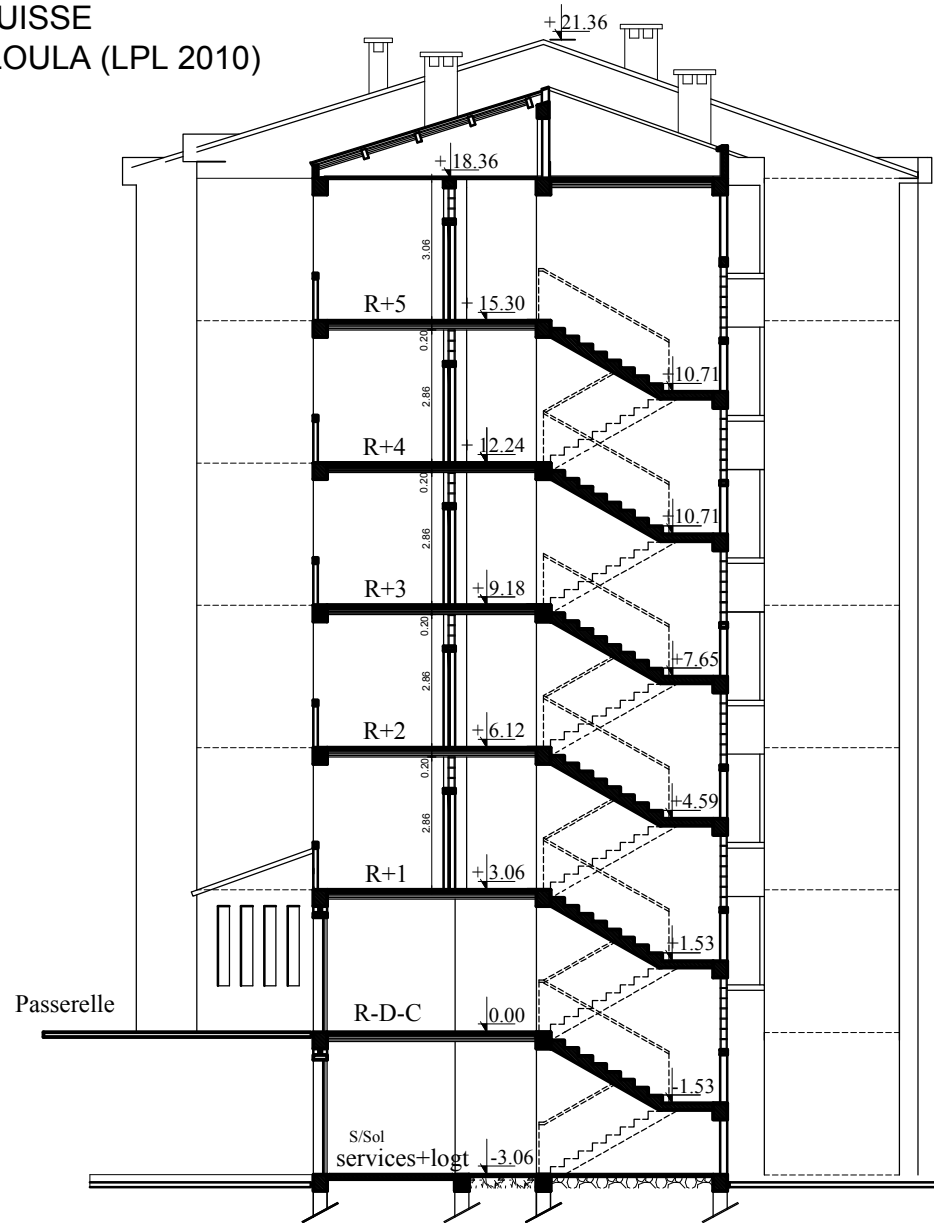
BLOC (A)
26/50logements



COUPE -A-A-
ECH: 1/100

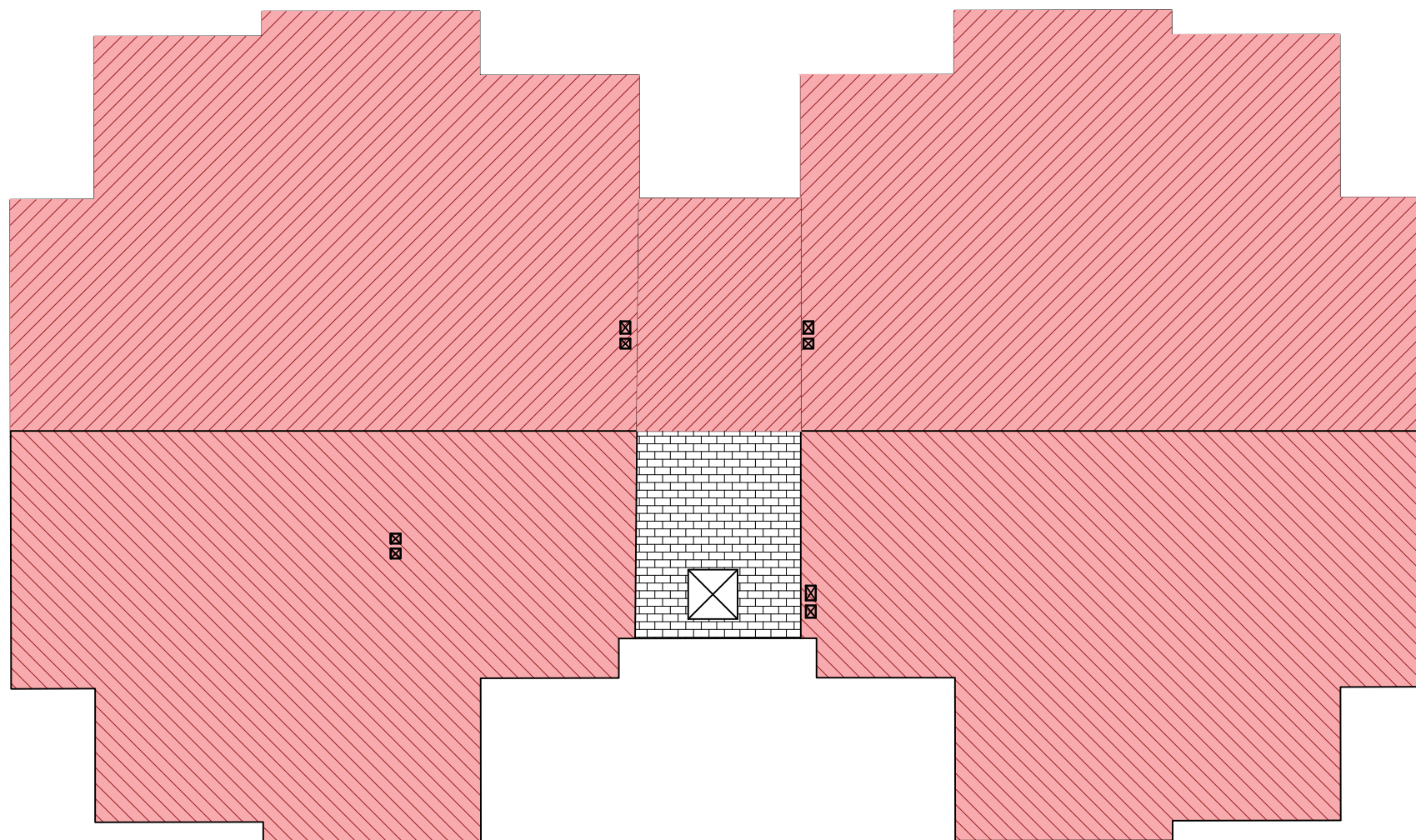
PHASE ESQUISSE
50 LOGEMENTS A ILLOULA (LPL 2010)

BLOC (A)
26/50logements



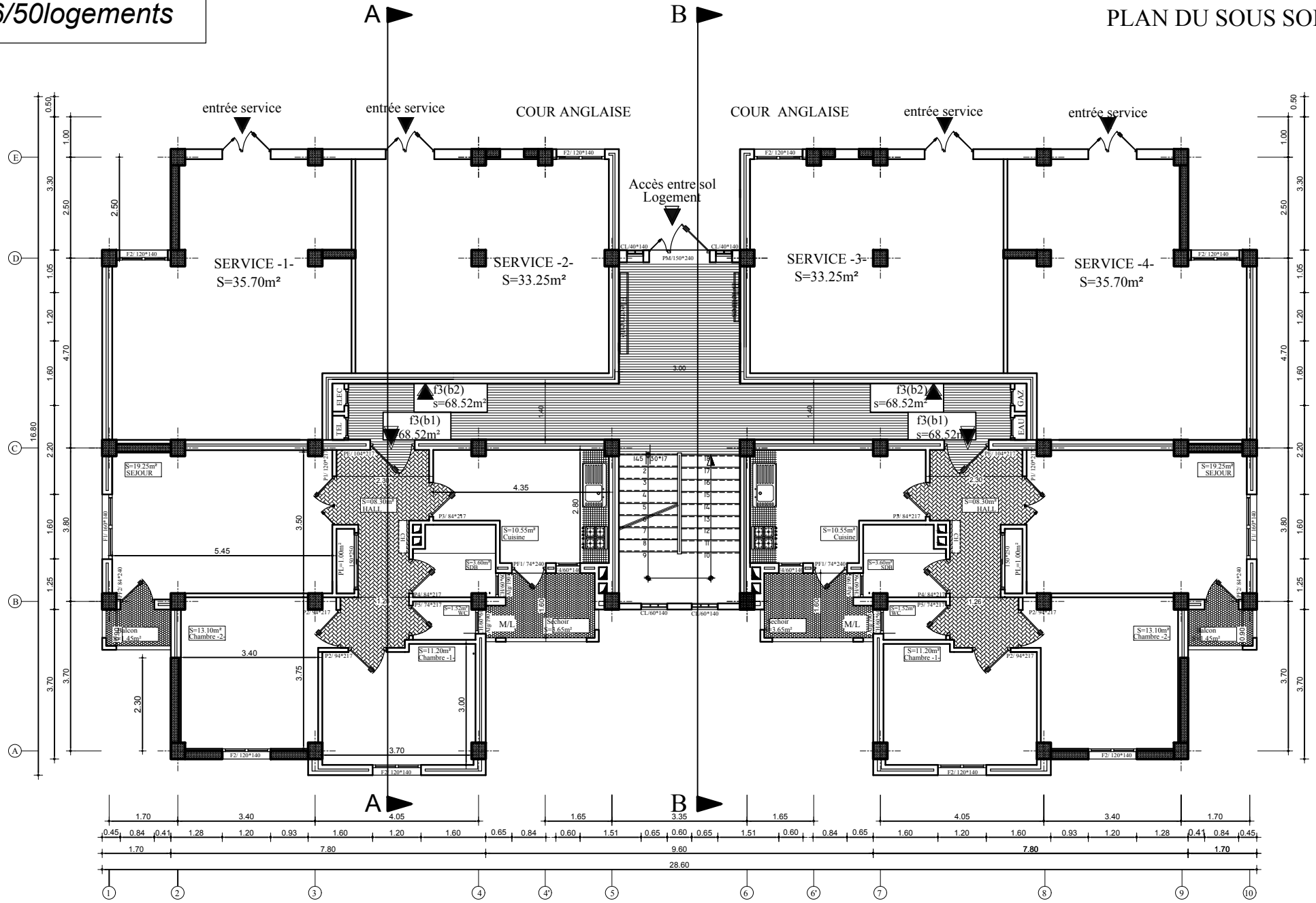
COUPE -B-B-
ECH: 1/100

PLAN DE LA CHARPENTE



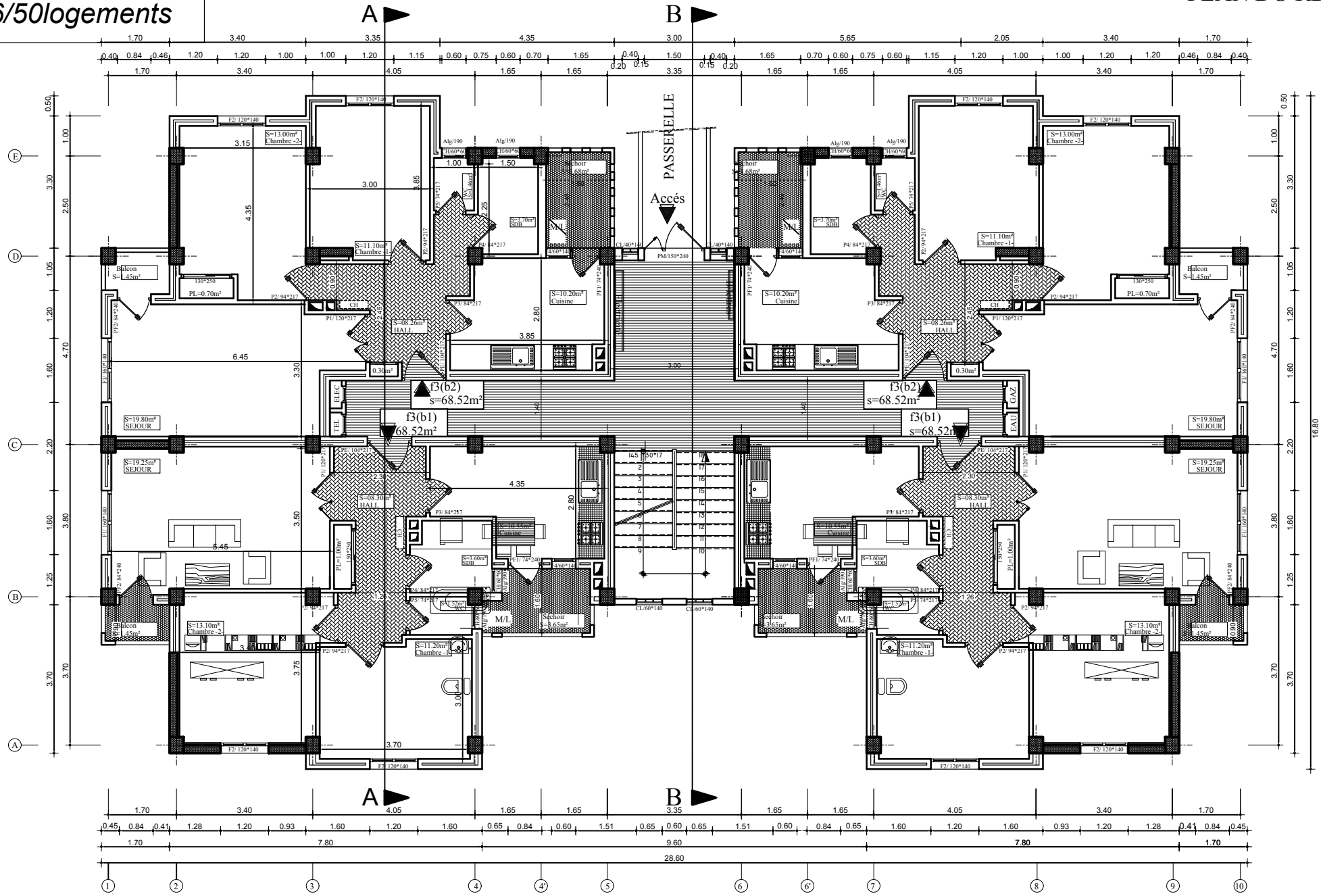
BLOC (A)
26/50logements

PLAN DU SOUS SOL



BLOC (A)
26/50logements

PLAN DU RDC



Introduction générale

- INTRODUCTION GENERAL :

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à demauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de lastructure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

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

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul des éléments spécifiques (planchers, escaliers ...).

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux 7 vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions.

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

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec moindre coût.

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

Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+05+Sous-sol+Charpente), qui sera implanté à **Tizi-Ouzou** qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 comme étant une zone de moyennesismicité (zone IIa)

Cet ouvrage est composé :

Un Sous-Sol à usage Commercial et habitation

Un RDC à usage habitation

Étages courants à usage d'habitation

Cage d'escaliers

Une charpente

I.2 Caractéristiques géométriques

Hauteur Total.....	21,36 m
Longueur Total.....	28,25 m
Largeur Total.....	14,70 m
La hauteur du Sous-sol	3,06 m
Hauteur du RDC.....	3,06 m
Hauteur de l'étage courant.....	3,06 m

I.3 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**L'ossature :**

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 Version 2003), préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone , une ossature faite en voiles et portiques.

Les portiques : sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre les charges et les surcharges verticales.

Les voiles : sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Les planchers : les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations dans notre cas on n'a deux type de planchers (planchers en corps creux ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants. planchers en dalle pleine ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons) . Les planchers assurent deux fonctions principales

Fonction de résistance mécanique: ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

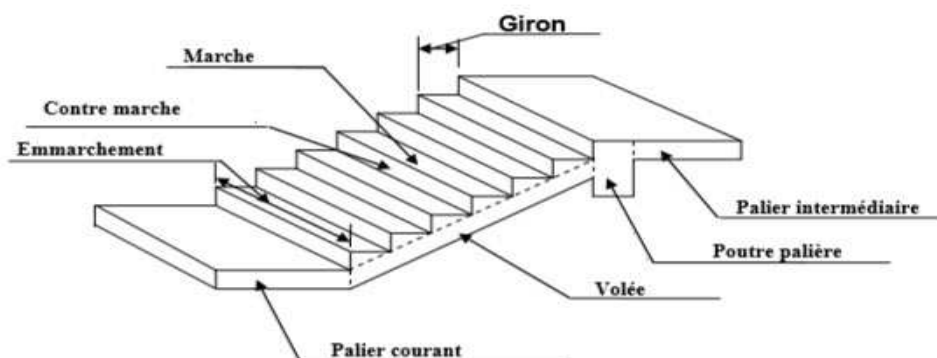
Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de **1,5 %** pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Escalier

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Bâtiment comporte deux types d'escaliers ils sont réalisés en béton armé et coulées sur place.

Escalier desservant au 1^{er} étage : escalier à trois volées et deux paliers de repos.

Escalier desservant aux autres étages : escalier à deux volées et un palier de repos.



Coupe schématique d'un escalier.

Fondations

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et

surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'infrastructure d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi profondes.

Console

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine ou en corps creux.

Acrotère:

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou à l'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

-La charpente

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

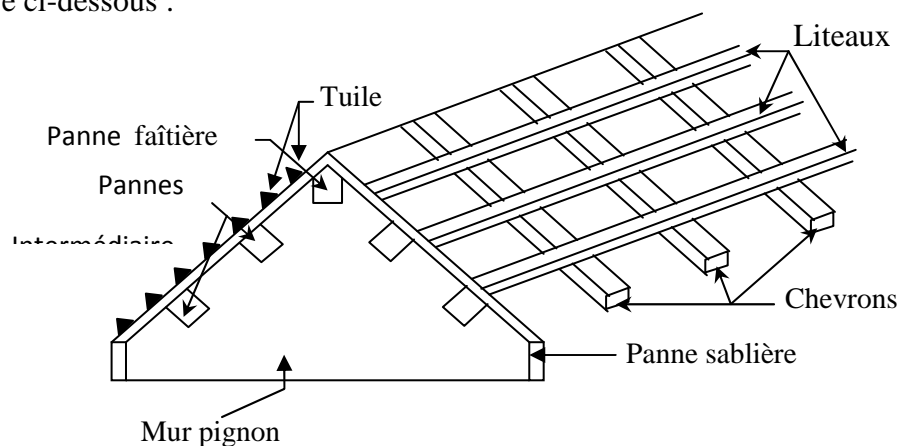


Schéma descriptif de la toiture

Règlements utilisés

Les règles utilisées sont :

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).

les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).

Construction en béton armé (CBA 93).

Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

Résistance caractéristique du béton a la compression (Art A-2-1-11 BAEL91 modifie 99)

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j , sa résistance à la compression est calculée comme suit :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 60\text{jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } j > 60\text{jours}$$

Pour des résistances $f_{c28} \geq 40\text{MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Si } j < 28\text{jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28\text{jours}$$

Pour ce projet on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Résistance caractéristique du béton a la traction (Art A-2-1,12 BAEL91 modifie 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Contraintes limites :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou

d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a-Etat limite ultime (E.L.U) :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa] (Art A 4-3-4, 1 BAEL91 modifié99)}$$

Avec :

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures ;

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

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

A 28jours $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

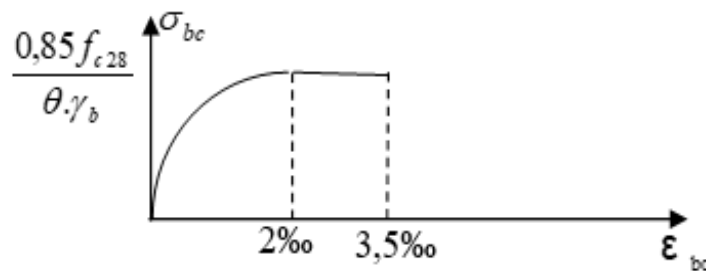


Figure I-1 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

b-état limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa] (Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié99)}$$

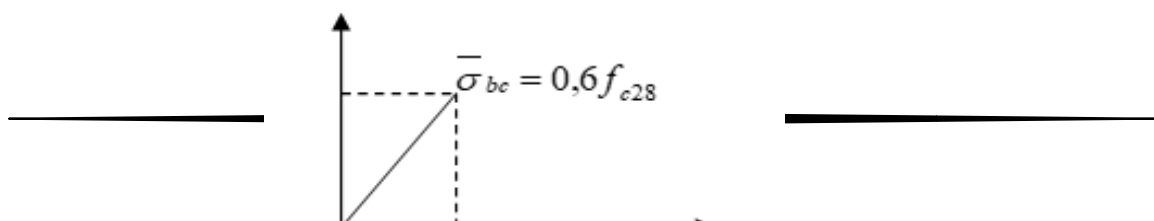


Figure I-2 :Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS**Contrainte limite de cisaillement : (Art A-5-1 BAEL91 modifié99)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par la formule suivante :

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

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : La largeur de l'ame.

d : Valeur de la hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5[\text{MPa}] \right).$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right).$$

Module de déformation :**Module de déformation longitudinale:**

La connaissance de module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

Module d'élasticité instantané (ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99)

C'est une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité différée (Art A.2.1.2 BAEL91 modifiées 99).

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage.

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale(BAEL91 modifié99/ArtA.2.1.3) :

Le module de déformation transversale est donne par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99).

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Il sera prise égal à :

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

$\nu = 0$à l'état limite ultime [ELU].

II- L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage,Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal .

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute adhérence	H A	400	1.6	1.5

	FeE400				
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL.520 (Φ < 6)	TS	520	1.3	1

Module d'élasticité longitudinal :(Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99).

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MP}$$

Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

Etat limite Ultime (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99) :

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

Avec γ_s : Coefficientdesécurité

- $\gamma_s = 1$ *Situation Accidentelle*
- $\gamma_s = 1.15$ *Situation courante (durable)*
- f_e : *Limite d'élasticité de l'acier.*

Etat limite de service (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :

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

Fissuration peu nuisible(Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_s \leq f_e$

Fissuration préjudiciable(Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Fissuration très préjudiciable(Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec : n : coefficient de sécurité

- $n = 1$ *pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés*
- $n = 1,3$ *pour les aciers Haute Adhérence $\Phi < 6 \text{ mm}$*
- $n = 1,6$ *pour les aciers moyens adhérence $\Phi \geq 6 \text{ mm}$*

Diagramme contrainte-déformation

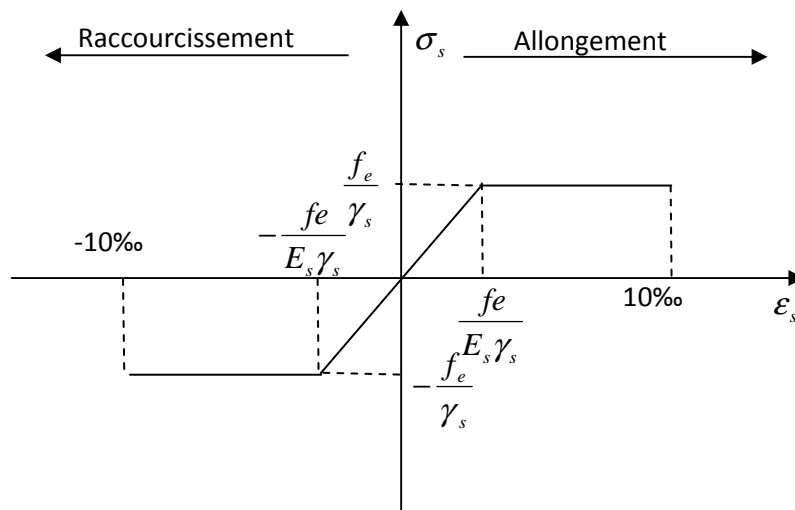


Diagramme contrainte-déformation

Protection d'armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

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

$C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives, et pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

$5 \geq C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.

$2 \geq C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, défini les différents éléments qui la composent et on a choisi les matériaux à utiliser. Ceci est dans le but d'approfondir l'étude qui permettra ensuite une étude de pré-dimensionnement précise (chapitre II).

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement

II.1 Introduction

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003**) et (**C.B.A 93**).

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

• Les planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines)

:

Les planchers de rez de chaussée et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

On distingue deux types de planchers:

• En corps creux

Les plancher a corps creux sont constituées de :

Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm à 65cm**.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'encadrement d'armatures ayant comme but :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.
- Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges

localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Art B.6.8.423 BAEL 91)}$$

L : portée maximale entre axe , dans le sens des poutrelles.

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{445}{22,5} = 19.77 \text{ cm.}$$

On optera pour un plancher de $(16+4) = 20 \text{ cm}$

Epaisseur du corps creux est de 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm .

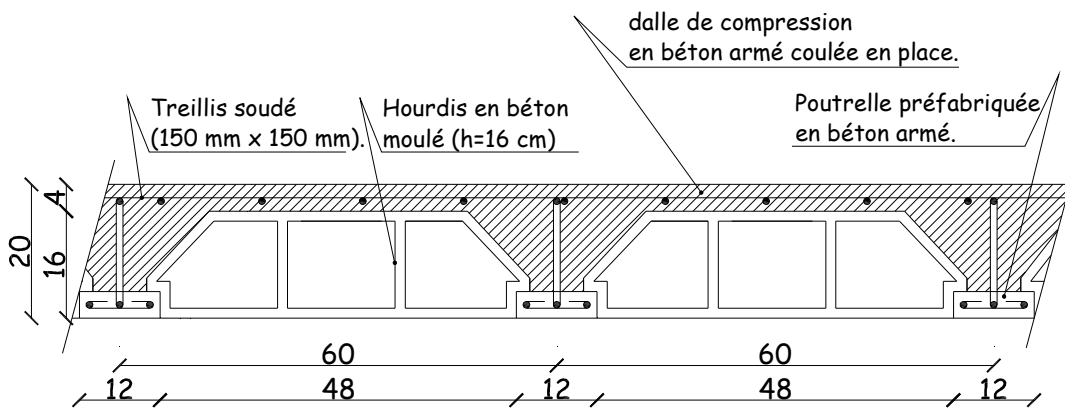


Fig.II.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

• **En dalle pleine**

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour lacage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

Condition de résistance à la flexion :

Condition de résistance à la flexion :

Dalle reposant sur un appui : $e \geq L_x/10$

Dalle reposant sur deux appuis : $L_x /35 < e < L_x/30$.

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x /50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas :

Dalle repose sur un appui : $e \geq L_x/10$ donc : $e \geq 150/10$ et $e \geq 15$

Dalle reposant sur deux appuis : $L_x /35 < e < L_x/30$ donc $5.3 < e < 6.2$

La dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

• **Les poutres**

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**Art A.4.1.14 BAEL 91 modifier 99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement (**Art 7.5.1 RPA99/version 2003**):

Les dimensions des poutres *isostatiques* sont définies en fonction de leurs portées L_x , telles que :

Règlement Art 7.5.1 RPA99/version 2003

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

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

Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

h : Hauteur de la poutre,

b : Largeur de la poutre,

b_1 : Largeur du poteau.

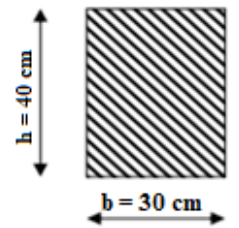
Poutres Principales : (poutre porteuse)

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$29,66 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$; Nous optons pour $h_t = 40 \text{ cm}$

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$

Nous optons pour $b = 30$



Poutre principale

Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

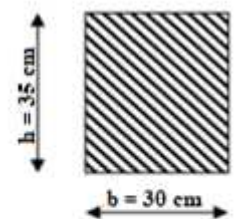
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10}$$

$25,33 \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$;

Nous optons pour $h_t = 35 \text{ cm}$

$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

Nous optons pour $b = 25 \text{ cm}$



Poutre secondaire

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 25 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.
 $h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.
 $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre , le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de **280 cm** .On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

Pré-dimensionnement de la poutre palière :(Art 7.5.1 RPA99/version 2003):

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

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10}$$

$20,33 \leq h \leq 30,5 \text{ cm}$; Nous optons pour $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

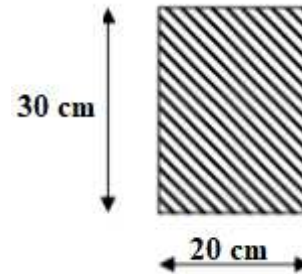
$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 20 \text{ cm}$

h : hauteur de la poutre.Coupe verticale d'une poutre palière.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.



Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.
 $h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.
 $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

La poutre de chaînage :

Nous allons étudier une poutre qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids et le poids propre et le poids du plancher et le poids du mur en double cloisons.

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

La Hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10}$$

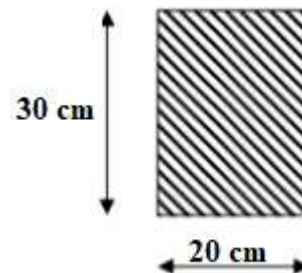
$22,33 \leq h \leq 33,5 \text{ cm}$; Nous optons pour $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

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

Nous optons pour $b = 20 \text{ cm}$.

h : hauteur de la poutre.Coupe verticale d'une poutre palière



b : largeur de la poutre.

L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 20 \geq 20 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 30 \geq 30 \text{ cm}$la Condition est Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$ On a $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \text{ cm}$ la Condition est Vérifiée.

• **Les poteaux**

Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés à ELS ; en compression simple ; avec un effort normal de compression $N_s = (G+Q)$.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

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

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

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

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

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

Localisation du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est le : **C8**.

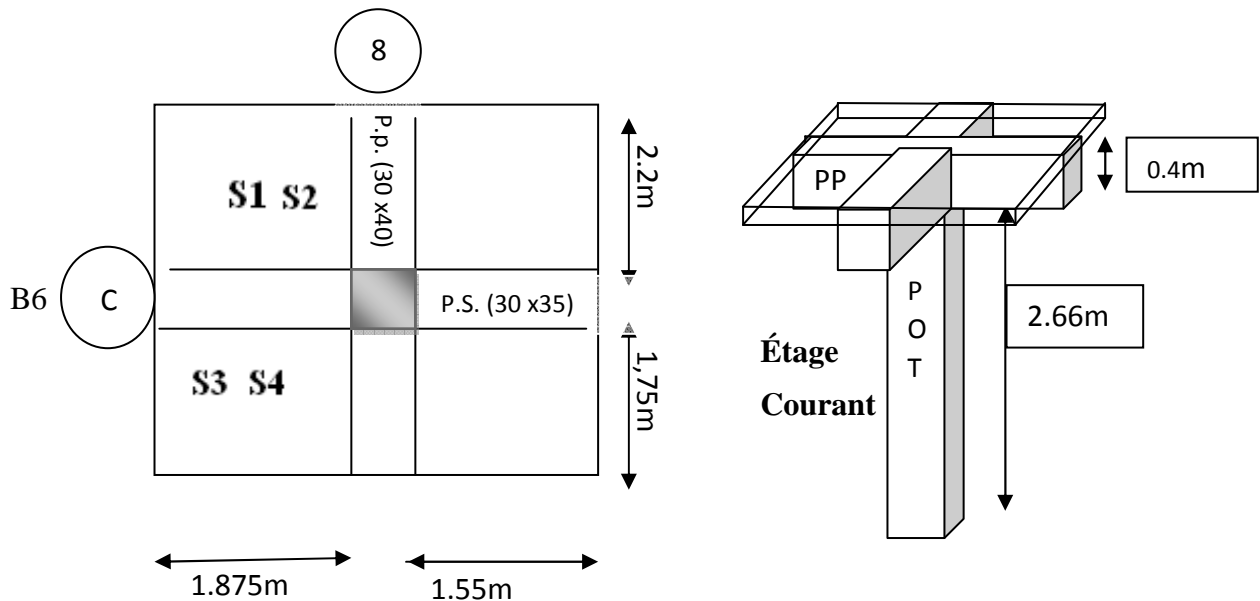


Fig. II-2 : poteau le plus sollicité

Calcul de La surface du plancher revenant au poteau B 4 :

$$S_{brute} = (4.25) \times (3.725) = 15.83m^2.$$

$$S_{plancher} = S1+S2+S3+S4 = (2,2 \times 1,875) + (2,2 \times 1,55) + (1,75 \times 1,55) + (1,875 \times 1,75) = 13,529m^2.$$

Détermination des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes G (KN/m²); et les surcharges d’exploitation Q(KN/m²); nous allons nous référer au document technique règlementaire **DTR**

B.C.2.2« charges et surcharges d’exploitation »

Charges permanentes G :

Toiture :

Elément constituant la toiture	Poids surfacique [KN/m ²]
Tuiles mécaniques à emboitement (litage compris)	0,45
Etanchéité multiple (ep=2cm)	0,19
Chevron et pannes	0,10
Enduit de plâtre (ep=5cm)	0,20
Isolation de plâtre (ep=2cm)	0,20
(G totale =1,44)	

Tableau.: Charges permanentes de la charpente

Etage courant :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1 maçonnerie en briques creuse	0.10	9	0.9
2 revêtement en carrelage	0.02	22	0,4
3 mortier de pose	0.03	22	0.54
4 couche de sable	0.03	18	0.66
5 plancher en corps creux	(16+4)	3	2,85
6 enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			5,55

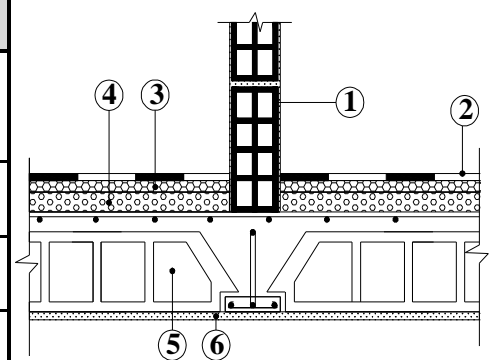


Fig.III.4

Tableau :Charges permanentes de l’étage courant.

Murs intérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

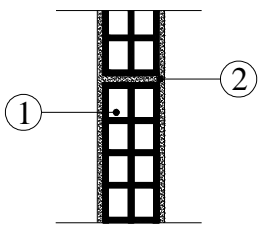


Fig. III.7

Charges permanentes des murs intérieurs.

Murs extérieurs

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	enduit de ciment	0.02	22	0,36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
	Lame d'air	0.05	0	0
2	Maçonnerie en briques creuses	0.1	9	0,9
3	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2.36

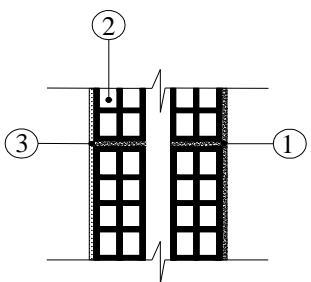


Fig. III.6

Charges permanentes des murs extérieurs.

Surcharge d'exploitation : Les surcharges d'exploitation sont relevées à partir du DTR en vigueur à savoir le DTR B.C.2.2 comme suit :

Éléments	Q [KN/m ²]
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher sous toiture (faux plafond)	1
L'escalier	2.5
Balcon	3.5

Poids propre des éléments :

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

a- Charpente :

$$G_t = 15,83 \times 1,44 = 22,80 \text{KN}$$

b- Plancher courant :

$$G_c = 13.529 \times 5.55 = 75.086 \text{KN}$$

c- Poutres :

c-1-Poutres principales :

$$G_{PP} = (0.4 \times 0.3) \times (2.2 + 1.75) \times 25 = 11.85 \text{KN}$$

c-2-Poutres secondaires :

$$G_{PS} = (0,3 \times 0,35) \times (1.875 + 1.55) \times 25 = 8.99 \text{KN}$$

$$G_{\text{total}} = 11.85 + 8.99 = 20.84 \text{KN}$$

Poteaux :

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

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

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

$$G_{\text{Etage}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (3,06) \times 25 = 4,78 \text{KN}$$

$$G_{\text{sous-sol}} = 0,25 \times 0,25 \times (h_e) \times 25 = (0,25 \times 0,25) \times (4,59) \times 25 = 7,17 \text{KN}$$

Surcharge d'exploitation Q :

Plancher étage courant à usage d'habitation..... $1,5 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2}$

Charpente $1,5 \frac{Kn}{m^2}$

Les Surcharge d'exploitation seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

a- Charpente:

$$Q \times S = 1.5 \times 15.83 = 23.745KN$$

b-Etages courants

$$Q \times S = 1.5 \times 15.83 = 23.745KN$$

Loi de dégression des charges d'exploitation

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$ niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable D.T.R B.C 2.2

Art 6.3

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

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

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	Charpente	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coefficients	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Les surcharges cumulées :

Charpente..... Q₀.

Niveau5..... Q₀+Q₁.

Niveau4..... Q₀+0,95(Q₁+Q₂)

Niveau3 Q₀+0,9(Q₁+Q₂+Q₃).

Niveau2..... Q₀+0,80 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄).

Niveau1..... Q₀+0,75 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅).

RDC..... Q₀+0,71 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆).

Sous-Sol..... Q₀+0.68 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇)

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Effort normal (KN) $N = G_c + Q_c$	Section des Poteaux (cm ²)	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	G_{cum}	Q_i	Q_{cumu}		Section trouvée $\frac{N}{0,3 f_{c28}}$	Section Adopté
Charpente	22,8	4,69	20.84	48,33	48,33	23,745	23,745	72,075	9,61	30×30
5	75,086	4,78	20.84	100,71	149,04	23,745	47,49	196,53	26,20	30×30
4	75,086	4,78	20.84	100,71	249,75	23,745	68,86	318,61	42,48	35×35
3	75,086	4,78	20.84	100,71	350,46	23,745	87,86	438,32	58,44	35×35
2	75,086	4,78	20.84	100,71	451,17	23,745	80,73	531,9	70,92	35×35
1	75,086	4,78	20.84	100,71	551,88	23,745	112,79	664,67	88,62	40×40
RDC	75,086	4,78	20.84	100,71	652,59	23,745	130,6	783,19	104,42	40×40
Sous-Sol	75,086	4,78	20.84	100,71	753,3	23,745	136,77	890,07	118,68	40×40

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

Sections adoptées suivant les étages :

Pour le Sous-Sol ,Le RDC, et le 1^{er} étage : **S= (40× 40)**

Pour le 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages : **S= (35 ×35)**

Pour le 5^{eme} ,et charpente : **S= (30 ×30)**

Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :

Selon le (RPA 99 /version 2003,

A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :**a).** Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm en zone IIa.

$$\text{b). } \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\text{c). } \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec : h_e hauteur libre du poteau.

Pour le Sous-sol, RDC, le 1^{er} étage:

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40 \times 40) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour le 2^{eme} et 3^{eme}, 4^{eme} étages :

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(35 \times 35) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour le 5^{eme}, et charpente :

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30 \times 30) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} : \text{L'élancement du poteau}$$

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}. \quad I = \frac{ab^3}{12}$$

$B = a \times b$: Section transversale du poteau. Avec I :(moment d'inertie)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}}$$

- **Pour le Sous-sol, RDC, le 1^{er} étage:**
(50×50), $l_0 = 2,66\text{m}$, $\lambda = 12,9 < 50$ Condition vérifiée →
- **Pour le 2^{ème} et 3^{ème}, 4^{ème} étages :**
(45×45), $l_0 = 2,66\text{m}$, $\lambda = 14,33 < 50$ Condition vérifiée →
- **Pour le 5^{ème}, et charpente :**
(40×40), $l_0 = 2,66\text{m} \Rightarrow \lambda = 16,12 < 50$ Condition vérifiée →

Remarque :

- Poutres principales : 30 × 40
- Poutres secondaires : 25 × 35
- Poutres palière: 20 × 30
- Poutres chaînage : 20 × 30
- Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- Epaisseur de la dalle pleine : 15
- Sections adoptées pour les poteaux

Sous-Sol au 1^{ème} niveau : 50 × 50

2^{ème} au 4^{ème} niveau : 45 × 45

5^{ème} au Charpente : 40 × 40

Conclusion :

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

CHAPITRE III :
CALCUL DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

III-1- Plancher en corps creux :

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

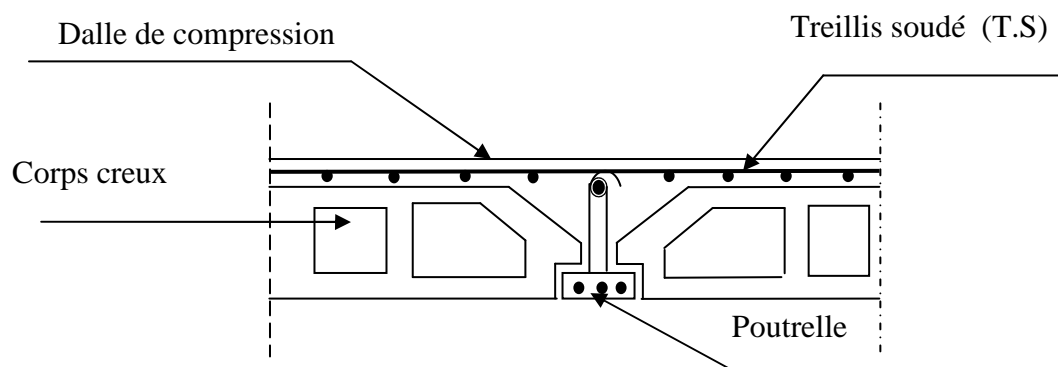


Fig. III-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

III-1-1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé (TS 520) à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (B.6.8, 423) du B.A.E.L qui sont de :

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

a-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

l : distance entre axes des poutrelles.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e=520\text{Mpa}$)

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5\text{HA6} = 1,41\text{cm}^2$$

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

b-Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$.

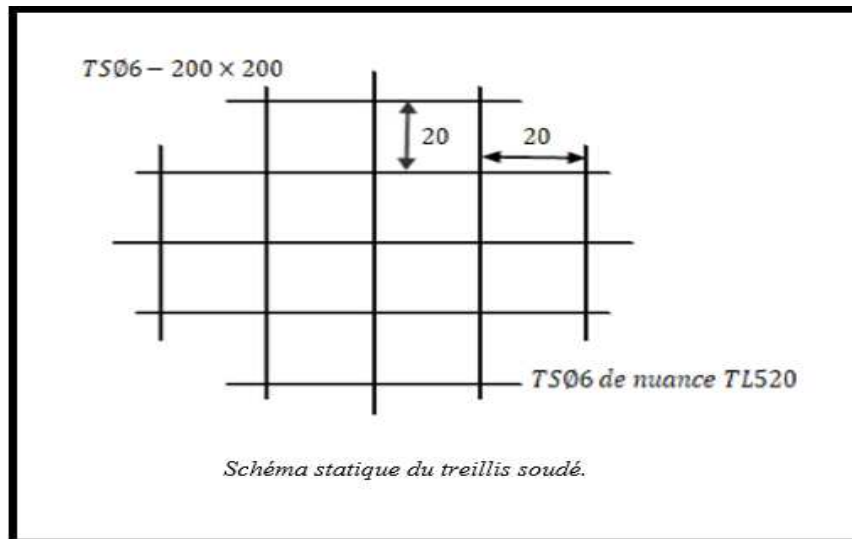


Figure III-2 :treillis soudé (TL520) de dimension $(6 \times 6 \times 200 \times 200)$.

III-1-2-Calcul des poutrelles :

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée. Le calcul quant à lui, se fait en deux étapes :

a- Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes : La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml. (Charge permanente)}$

-Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,60 = 0,57 \text{ KN/ml. (Charge permanente)}$

-Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml. (Surcharge d'exploitation)}$

$\rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,57 = 0,69 \text{ KN/ml.}$

❖ Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,57) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 2,43 \text{ KN/ml.}$$

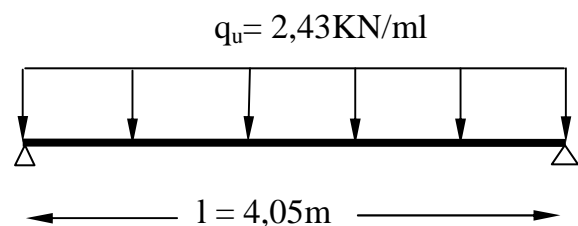


Figure III-3 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de

-Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,43 \times 4,05^2}{8} = 4,98 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,43 \times 4,05}{2} = 4,92 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,98 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,30 > \mu_l = 0,392 . \text{ La section est doublement armée.}$$

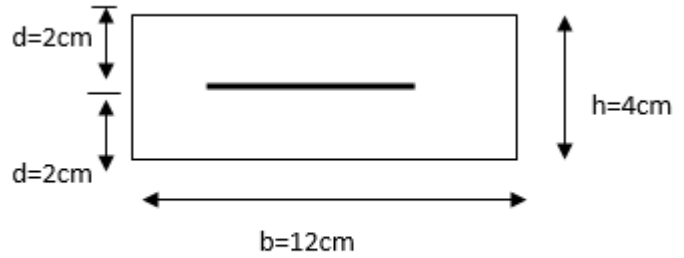


Figure III-4 : Coupe transversale de la nervure

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12x4cm²), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir trois étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

b-Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastree à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

- **Largeur de la table de compression « b » :**

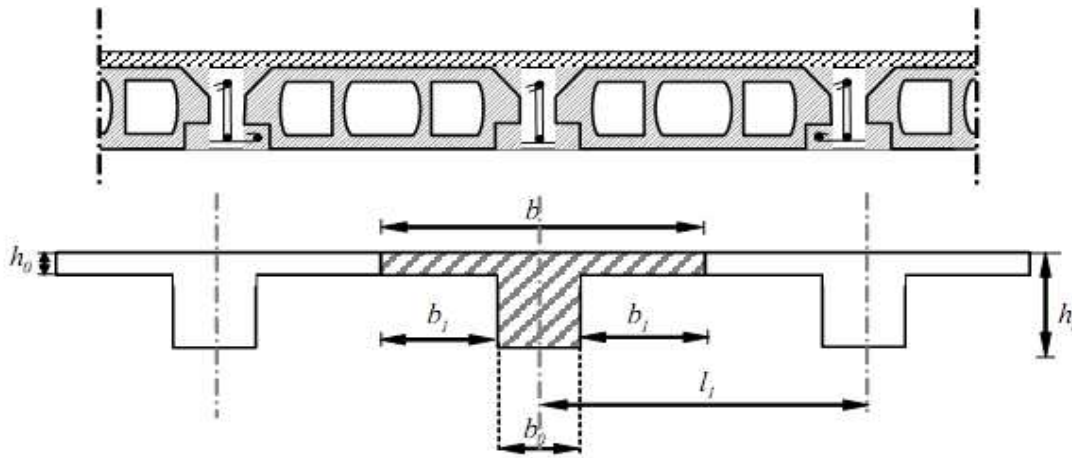


Figure III-5 : schéma de la table de compression

$$B = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{405}{10}; \frac{60 - 12}{2} \right\} \text{ avec } 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm}$$

Avec :

- . L_1 : longueur entre axes des poutrelles ($L_1 = 60 \text{ cm}$)
- . b_0 : longueur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)
- . h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)
- . b_1 : largeur des hourdis de chaque côté de la nervure ($b_1 = 24$)

Un plancher à corps creux $\rightarrow h_t = 20 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} \\ 4 \text{ cm} \end{array} \right\}$

Donc on a des poutrelles de : $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right\}$

Détermination de la largeur "b" :

Choix de b_1 : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \quad b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \quad b_1 \leq \frac{405}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{l}{10}; \frac{l_1 - b_0}{2} = 24 \right)$$

$$6h_0 = 24 \text{ cm} \leq b_1 = 24 \leq 8h_0 = 32 \text{ cm}$$

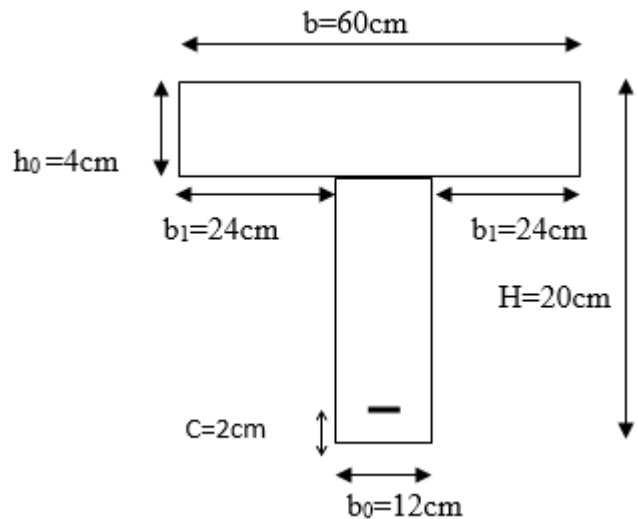


Fig. III-6 : Coupe transversale de la poutrelle

Donc : $b_1 = 24 \text{ cm}$ Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$.

l_1 : Longueur libre entre axes des poutrelles $b = 60 \text{ cm}$

l : Longueur libre entre nus d'appuis

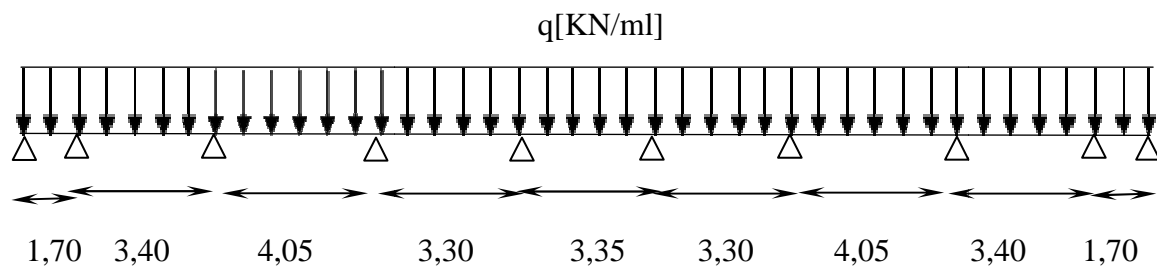


Fig.III-7 : Schéma statique de la poutrelle

III-1-3-Méthode de calcul :

Pour les poutres et les poutrelles, cette étape se fait généralement avec l'une de ces méthodes :

- 1/Méthode forfaitaire.
- 2/Méthode des trois moments
- 3/Méthode de Caquot

1/Méthode forfaitaire : L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (BAEL 91-A 6,2)

Hypothèse 01 : $q \leq \min (2G ; 5KN)$

Hypothèse 02 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Hypothèse 03 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

- **Poids propre de plancher :**
 $g = G \times 0,6 = 5,55 \times 0,6$
 $g = 3,33 \text{ KN/ml}$
- **Surcharge d'exploitation du plancher :**
 $q = Q \times 0,6$
 $q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/ml}$

- $q = 0,9 \leq \min (2 \times 3,33 ; 5) \dots\dots\dots \text{OK} \dots\dots$ (hyp 01 vérifiée).
- L'épaisseur est la même pour les différentes travées OK..... (hyp 02 vérifiée).
- Le rapport $(L_{1-2}/L_{2-3}) = 1,7/3,4 = 0,5 \dots\dots\dots \text{NON} \dots\dots$ (hyp 03 non vérifiée).

Vu que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

2/ Méthode des trois moments :

- **Exposition de la méthode**

$M_{i-1} \quad M_i \quad M_i \quad M_{i+1}$

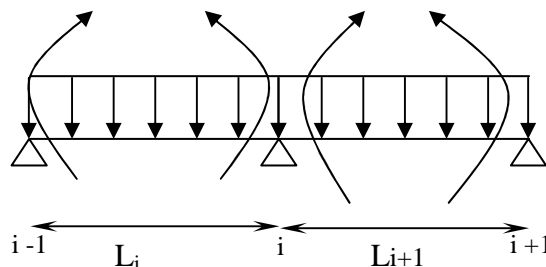


Fig. III-8 : Schéma de la Méthode des trois moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

$$M_{i-1}.l_i + 2.M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}.l_{i+1} = - \left(\frac{q_i.l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}.l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q.l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « 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'.

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

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

2-Les combinaisons de charge :

La charge et surcharge revenant à un mètre linéaire de poutrelle :

$$g = 3,33 \text{ KN/ml}$$

$$q = 0,9 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU : $q_u = 1,35.g + 1,5 q = 1,35 \times 3,33 + 1,5 \times 0,9 = 5,85 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = g + q = 3,33 + 0,9 = 4,23 \text{ KN/ml}$

Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{q.l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du moment max $\rightarrow \rightarrow \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$

3-Calcul a l'ELU :

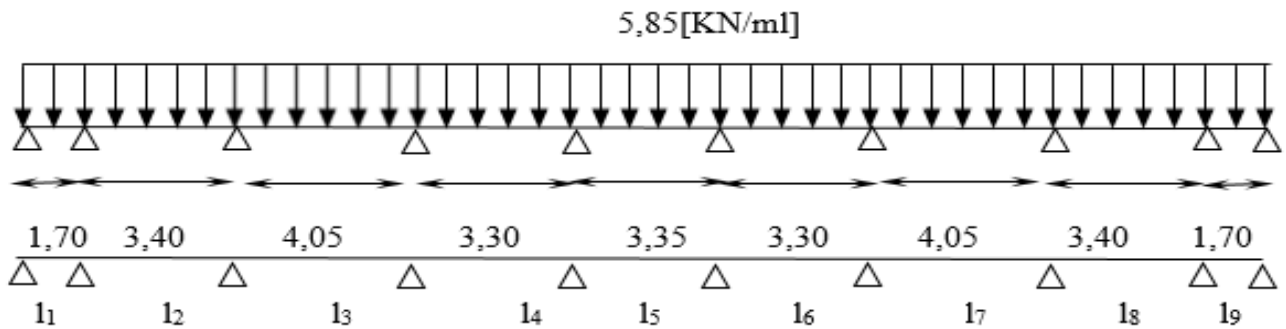


Fig. III-9 : chargement du 1^{er} type de poutrelles |

a/ Calcul des moments aux appuis :

$$10,2M_0 + 1,7M_1 = -7,19 \dots \dots \dots (1).$$

$$1,7M_0 + 10,2M_1 + 3,4M_2 = -64,67 \dots \dots \dots (2).$$

$$3,4M_1 + 14,9M_2 + 4,04M_3 = -154,64 \dots \dots \dots (3).$$

$$4,05M_2 + 14,7M_3 + 3,3M_4 = -149,71 \dots \dots \dots (4).$$

$$3,3M_3 + 13,3M_4 + 3,35M_5 = -105,54 \dots \dots \dots (5).$$

$$3,35M_4 + 13,3M_5 + 3,3M_6 = -105,54 \dots \dots \dots (6).$$

$$3,3M_5 + 14,7M_6 + 4,05M_7 = -149,71 \dots \dots \dots (7).$$

$$4,05M_6 + 14,9M_7 + 3,4M_8 = -154,64 \dots \dots \dots (8).$$

$$3,4M_7 + 10,2M_8 + 1,7M_9 = -64,67 \dots \dots \dots (9).$$

$$1,7M_9 + 3,4M_{10} = -7,19 \dots \dots \dots (10).$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = M_9 = 0 \text{ KN.m} \quad M_1 = M_8 = -4,52 \text{ KN.m} \quad M_2 = M_7 = -9,35 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -8,65 \text{ KN.m} \quad M_4 = M_5 = -6,49 \text{ KN.m}$$

b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

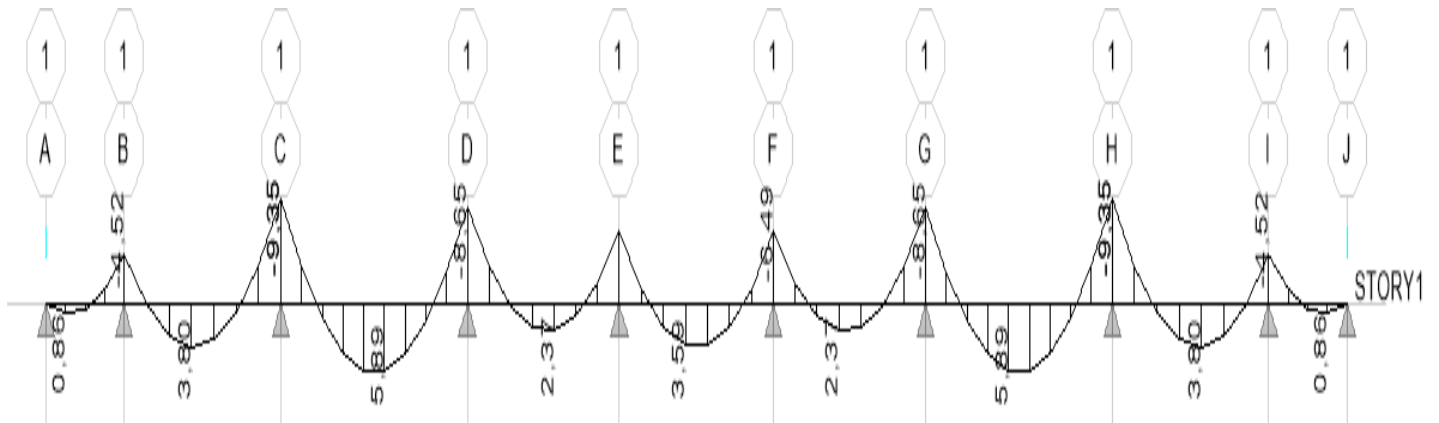


Fig. III-10 : moments en travée et appuis du 1^{er} type de poutrelles

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (0-1) $\rightarrow x = 0,046\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(0,046) = 0,86\text{KN.m}$

Travée (1-2) $\rightarrow x = 1,458\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(1,458) = 3,8 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) $\rightarrow x = 2,25\text{m} \rightarrow M_{3 \max}(2,25) = 5,89 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) $\rightarrow x = 1,885\text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,885) = 2,37 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) $\rightarrow x = 1,675\text{m} \rightarrow M_{5 \max}(1,675) = 3,594 \text{ KN.m}$

Travée (5-6) $\rightarrow x = 1,42\text{m} \rightarrow M_{6 \max}(1,42) = 2,37 \text{ KN.m}$

Travée (6-7) $\rightarrow x = 1,82\text{m} \rightarrow M_{7 \max}(1,82) = 5,89 \text{ KN.m}$

Travée (7-8) $\rightarrow x = 1,94\text{m} \rightarrow M_{7 \max}(1,94) = 3,8 \text{ KN.m}$

Travée (8-9) $\rightarrow x = 1,27\text{m} \rightarrow M_{7 \max}(1,27) = 0,86\text{KN.m}$

c/ Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \dots \dots \dots \theta(x): \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

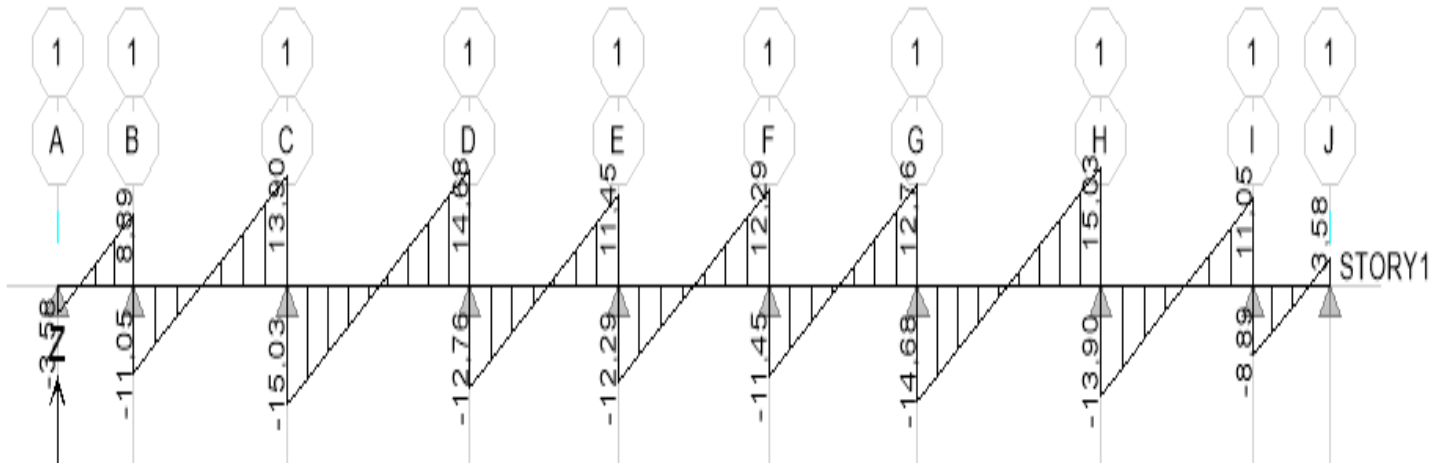


Fig. III-11 : effort tranchant du ^{er} type de poutrelles

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III-1 :Résultats des efforts internes.

Longueur	Travée	X(m)	M _{max} [KN.m]	T _i (x=0) [KN]	T _{i+1} (x=l _i)
1,7	Travée 0-1	0,046	0,86	-3,58	8,89
3,4	Travée 1-2	1,458	3,8	-11,05	13,9
4,05	Travée 2-3	2,25	5,89	-15,03	14,68
3,3	Travée 3-4	1,885	2,37	-12,76	11,45
3,35	Travée 4-5	1,675	3,594	-12,29	12,29
3,3	Travée 5-6	1,42	2,37	-11,45	12,76

4,05	Travée 6-7	1,82	5,89	-14,68	15,03
3,4	Travée 7-8	1,94	3,8	-13,9	11,05
1,7	Travée 8-9	1,27	0,86	-8,89	3,58

Calcul a l'ELU (Poutrelle a 4 travées):

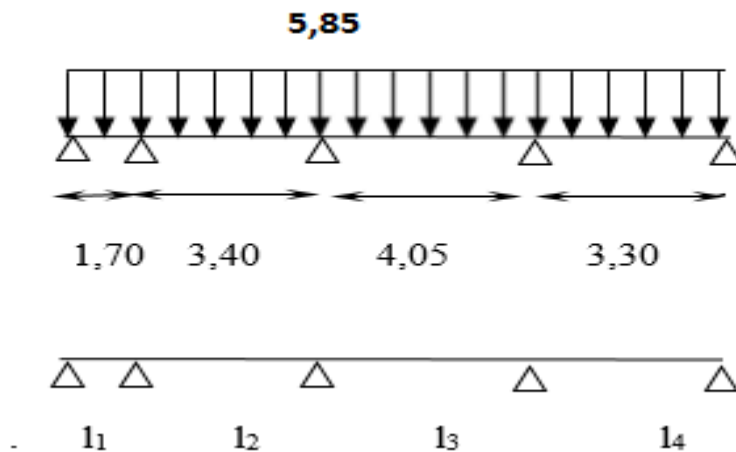


Fig. III-12 : chargement du 2^{eme} type de poutrelles

b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

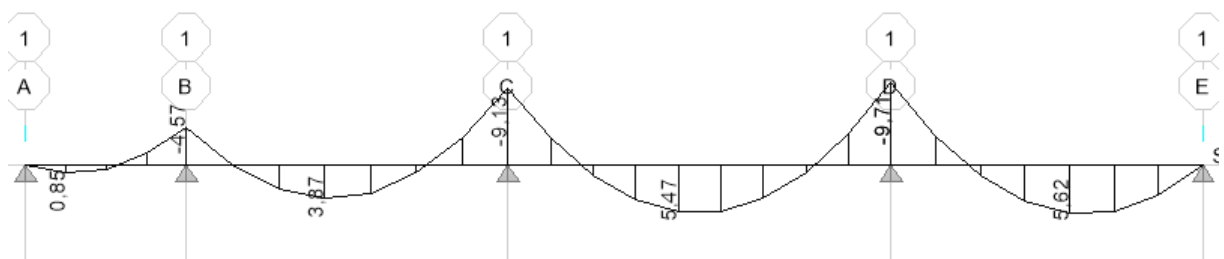


Fig. III-13 : moments en travée et appuis du 2^{eme} type de poutrelles

c/ Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \dots \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

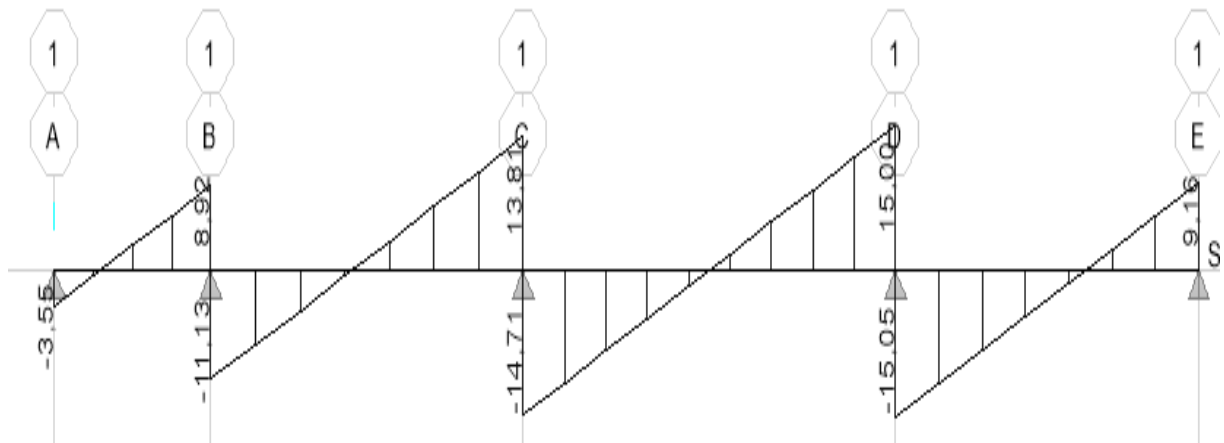


Fig. III-14 : effort tranchant du 2^{ème} type de poutrelles

Calcul a l'ELU (Poutrelle a 2 travée):

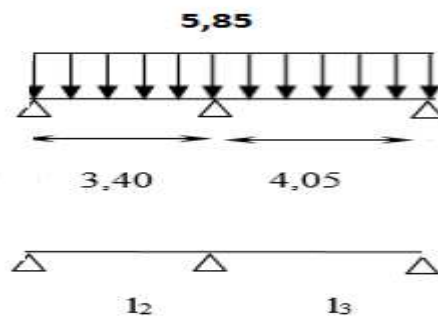


Fig. III-15 : chargement du 3^{ème} type de poutrelles

b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

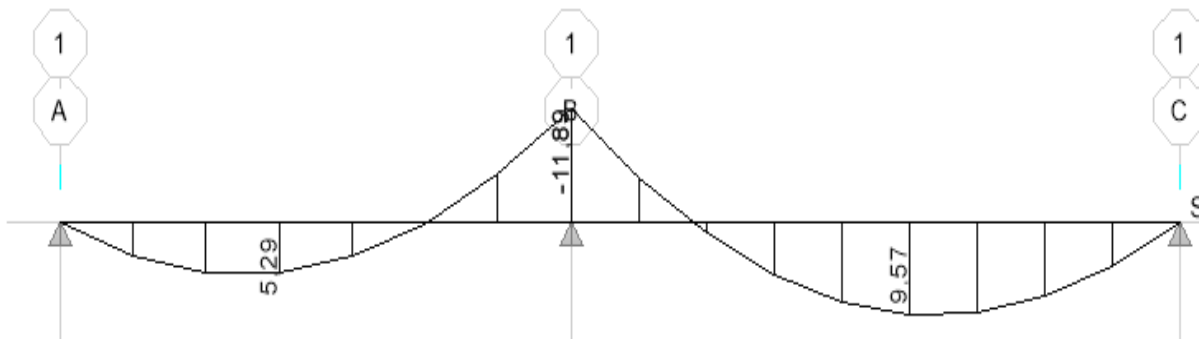


Fig. III-16 : moments en travée et appuis du 3^{ème} type de poutrelles

c/ Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] \dots \dots \dots \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[\frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

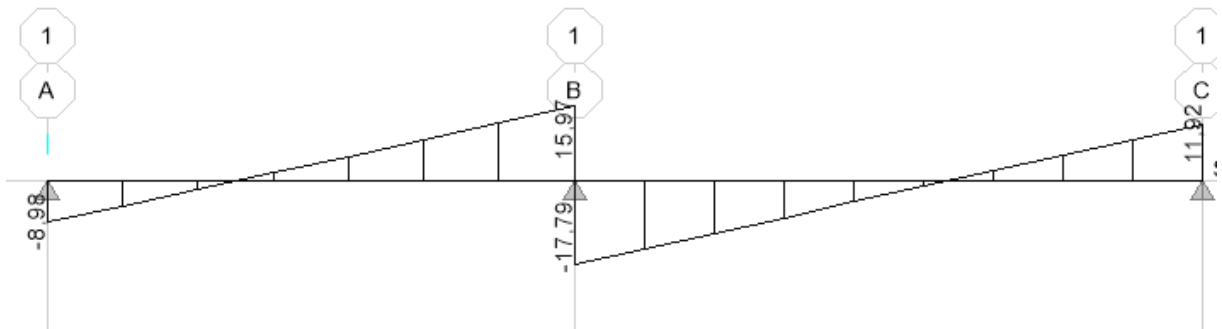


Fig. III-17 : effort tranchant du 3^{ème} type de poutrelles

N.B :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 5,89 \text{KN.m} \text{ et } M_{a \max} = -9,35 \text{KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 60cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieurs)

d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

-Caractéristiques des matériaux :

$$f_{su} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot d \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_0 = 0,60 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 54,53$$

KN.m

$M_f = 9,57 < M_0 = 54,53 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

III-1-4- Calcul des armatures :

a-Armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,57}{0,60 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0347 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,0347 \rightarrow \beta = 0,9825 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9,57 \cdot 10^3}{0,9825 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

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

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

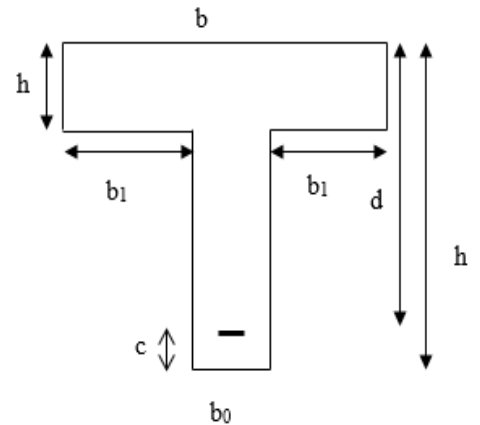
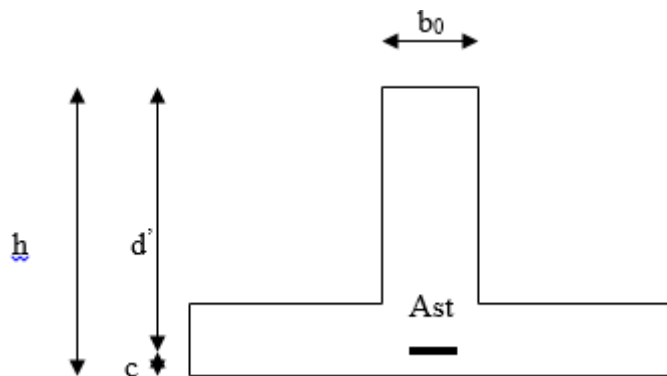


Fig. III-18 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T)

Fig. III-19

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$
 -Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,89}{0,12 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,215$$

$$\mu = 0,169 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

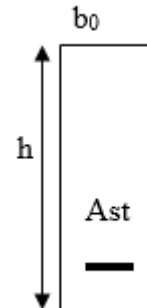
Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,215 \rightarrow \beta = 0,8775$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{11,89 \cdot 10^3}{0,8775 \cdot 0,18 \cdot 348 \cdot 10^2} = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Fig. III-20



b- Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux :**

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \{ 10 \text{ mm} ; 5,71 ; 12 \text{ mm} \}$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement entre les cadres :**

$$St = \min (St_1, St_2, St_3)$$

$$St_1 = \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{0,4} \times \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{15,03 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,696 \text{ MPA}$$

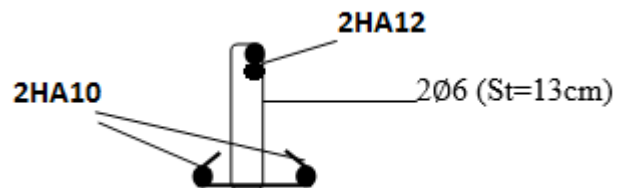


Fig. III-21 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

$$St_3 \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,696 - 0,3 \times 2,1) \cdot 12} < 13,86 \text{ cm.}$$

$$St = \min \{ 16,2 ; 27,42 ; 13,86 \} = 13,86 \text{ cm}$$

Soit $St = 13\text{cm}$

III-1-5) Les vérifications :

A-Vérification de la condition de non fragilité :

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

En travée $A_s = 1,57\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis $A_s = 2,26\text{cm}^2 > 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée..

B-Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,39 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,805 < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

C- Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art : 5.1.3) :

- **Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au-delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{st ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{17,39}{348 \cdot 10^{-1}} = 0,5\text{cm}^2$$

$A_{\text{st}} = 1,57\text{cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2$ OK.

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

D-Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{h_0 2b Z_b} \leq \overline{\tau}_u \quad (\text{BAEL91 révisé 99 : Art -A.5.1.3})$$

Avec :

$$Z_b = 0,9 d.$$

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{h_0 2b Z_b} = \frac{15,03 \cdot (0,6 - 0,12)}{0,04 \times 2 \times 0,6 \times 0,162} = 0,93\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,93\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2.V_u}{b_0.0,9.d} \leq \frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 17,37 \cdot 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,787\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

E-Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 mod 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d’ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 15 \text{ cm.}$$

F- Vérification à l’ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l’ELS :

(Poutrelle a 9 travée):

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l’ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l’ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,23}{5,85} = 0,72 \quad ; \quad q_u = 5,85 \text{ KN/ml, } q_s = 4,23 \text{ KN/ml}$$

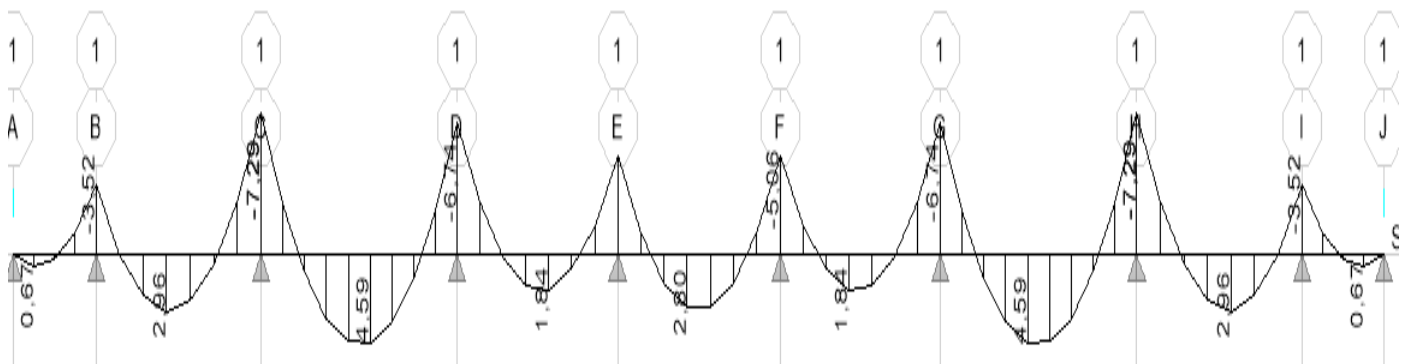


Fig. III-22: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

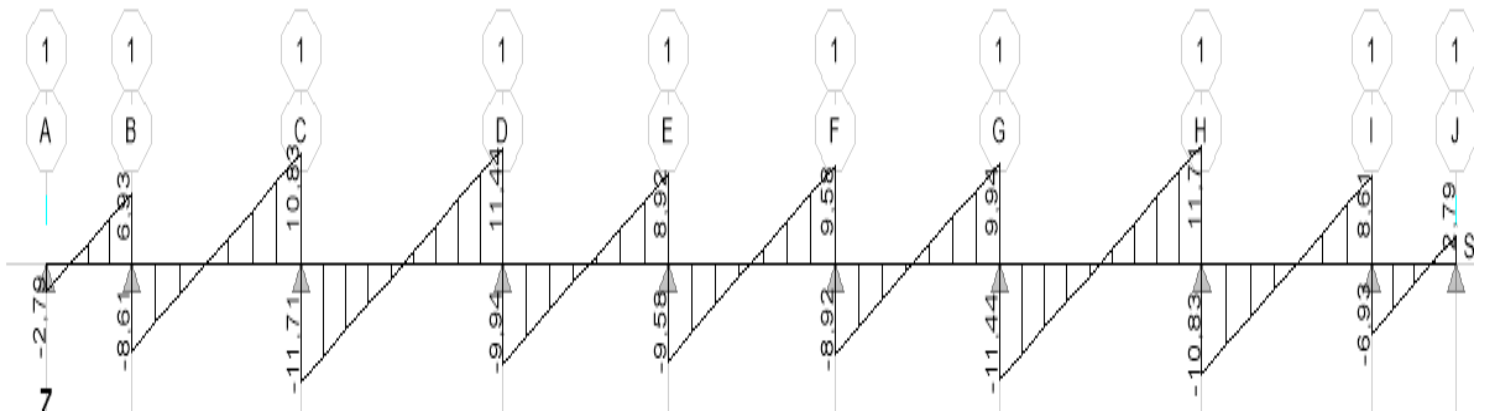


Fig. III-23: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

(Poutrelle a 4 travée):

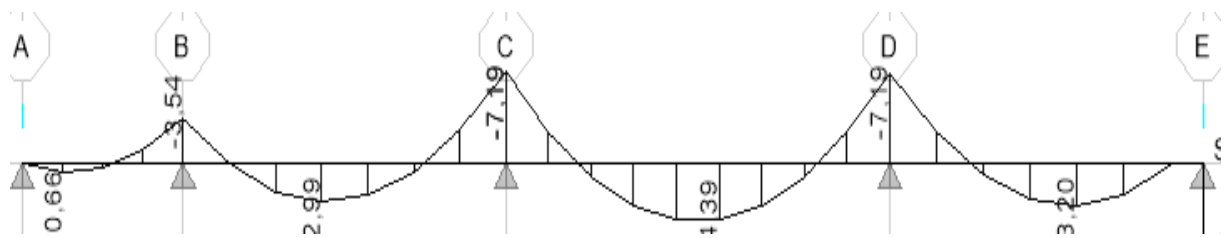


Fig. III-24: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

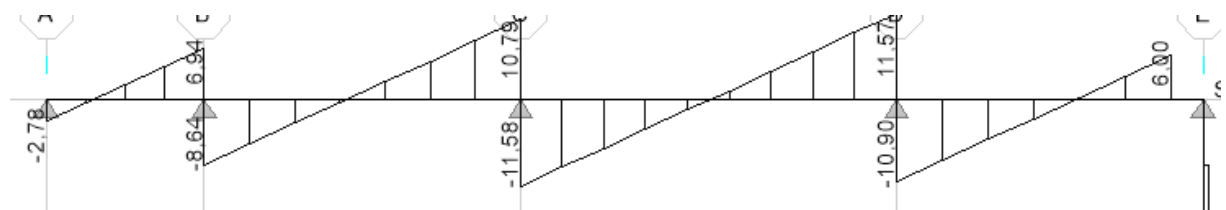
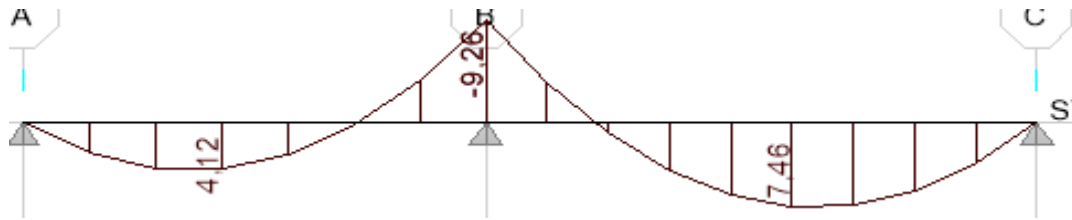


Fig. III-25: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.



(Poutrelle a 2 travée):

Fig. III-26: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

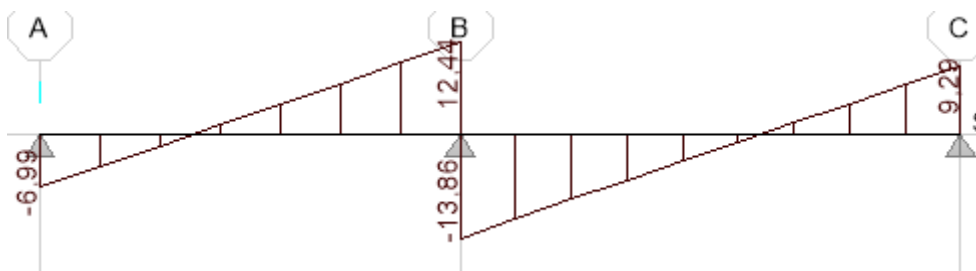


Fig .III-27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

G-Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL 91 mod 99) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 8,78 \text{ KN m.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0,049 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,00727 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0,049 < \frac{7,46}{15 \times 8,78} = 0,057 \dots \dots \dots \text{La condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on doit calcul la flèche :

$$f = \frac{M_t^S l^2}{10 \times E_U I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4050}{500} = 8,1 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

M_t^S : Moment fléchissant max à l'ELS.

E_U : Le module de déformation déferé :

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

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_f : \text{Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée. } I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG

μ, λ_v : Coefficients.

A_s : section d'armatures tendues ;

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ avec :}$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + bh_0 + n A_t = 12 \times (20-4) + 60 \times 4 + 15 \times 2,26 = 465,9 \text{ cm}^2$$

B_0 : section du béton ;

$$S_{xx} = b_0 h \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{3} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (60-12) \times 4 \times \frac{4}{3} + 15 \times 2,26 \times 18 = 3266,2 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3266,2}{465,9} = 7,01 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,01 = 12,99 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A'_s = 0 \text{ cm}^2$

$$I_0 = \frac{60 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,26 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 40542,4 \text{ cm}^4$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0.015$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{7,46 \times 10^6}{0.939 \times 180 \times 2,26} = 19529.55 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{60}\right) 0.015} = 1,07$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right\} = \text{Max} \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 19529,55 + 2.1} \right\} = \text{Max} \left\{ 0 ; 0,997 \right\} = 0,997$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 40542,4}{1 + 0.997 \times 1,07} = 43939,52 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{M_t^s l^2}{10 \times E_U I_{fv}} = \frac{7,46 \times 10^6 \times 4050^2}{10 \times 10818.86 \times 43939,52 \times 10^4} = 2.57 \text{ mm}$$

$f = 2,57 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,1 \text{ mm}$ donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Armatures longitudinales :

En travée : 2HA10

Aux appuis : 2HA12

Armatures transversales :

Etrier 2HA6

Treillis soudé : *TS Ø6 – 200 * 200*

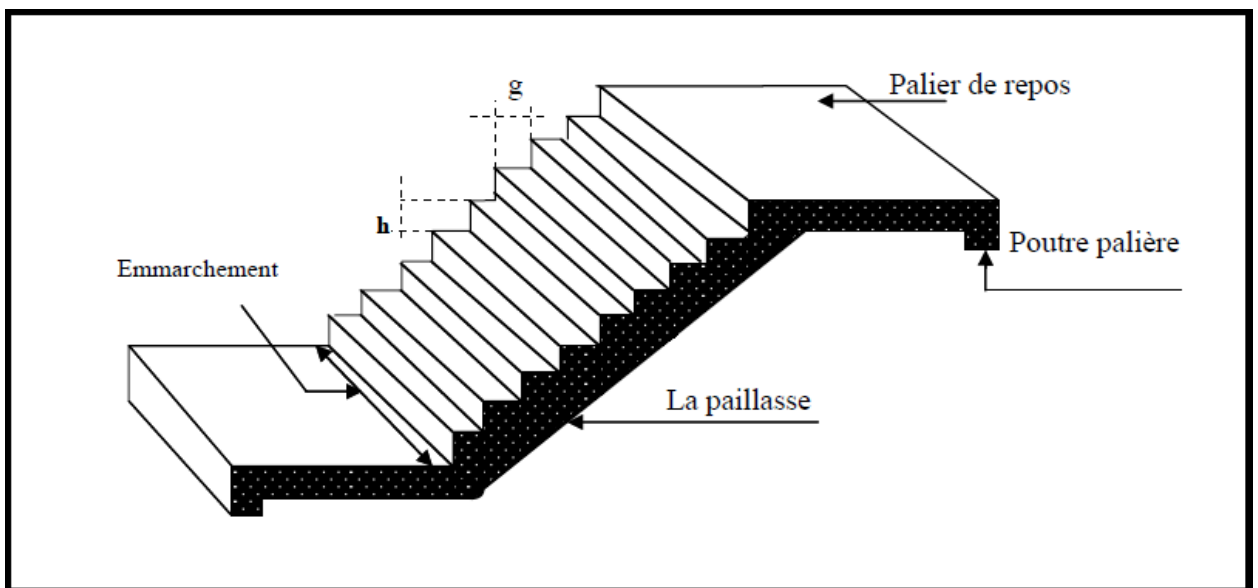
III-2-Les Escaliers

Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et Paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

- ❖ **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.
- ❖ **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la



contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.

- ❖ **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, 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 : $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$
- ❖ **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.

- ✓ g : Largeur de la marche.
- ✓ h : Hauteur de la contre marche.
- ✓ e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓ H : hauteur de la volée.
- ✓ l : portée de la paillasse.
- ✓ l_2 : largeur du palier.
- ✓ l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- ✓ L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

Calcul de l'escalier :

Notre bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux.

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

➤ **La hauteur de la marche h :**

On a: $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend $h = 17 \text{ cm}$.

➤ **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18n : \text{nombre des contre marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

➤ **Le giron g :**

$$g = \frac{l_m}{n-1} = \frac{2,43}{9-1} = 0,30 \text{ m}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow$ la Condition est vérifiée

La relation est vérifiée 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 :

On tenant compte des recommandations de BAEL 91, l'épaisseur de la paillasse comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec: L_0 : longueur totale (paillasse + palier) entre axe d'appuis

. Remarque :

La structure comporte un seul type d'escalier à deux volées desservant la totalité des niveaux. qui relie entre le niveau -3.06 m au niveau 15.30m .Il est constitué d'une volée et d'un palier.

. Calcul de longueur de la paillasse (L) :

$$\frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 15\text{cm} \leq e \leq 22.5\text{cm}$$

D'après le RPA99/ version 2003, l'épaisseur minimum d'une dalle pleine est de 15 cm. **Donc l'épaisseur de la paillasse : $e = 20$ cm**

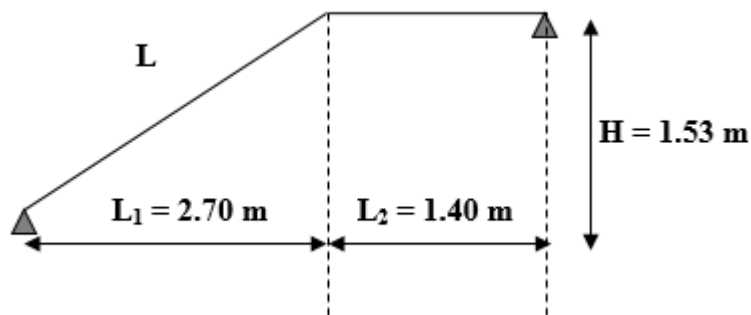


Figure III.2.1:Schéma d'escalier.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{1.53}{2.7} \right) = 30^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.70}{\cos 30} \Rightarrow L = 3.10\text{m}$$

$$L = l_m + l_1 = 3.1 + 1,40 = 4.5 \text{ m}$$

III.4.1.4. Détermination des charges et surcharges

L'étude se fait en flexion simple pour une bande de 1m d'embranchement considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur total $L = 4,5$ m

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

III.3.2. Détermination des charges et des surcharges

A. Charges permanentes

a) volée

- poids propre des marches : $P_m = 0.20 \times 1 \times 25 = 5,5$ KN/ml.

- poids propre du revêtement : $P_r = 0,03 \times 1 \times 18 = 0.54$ KN/ml.

- garde-corps en maçonnerie : $P_{m\grave{c}} = 1 \times 0,9 = 0,9$ KN/m.

$$G = P_m + P_r + P_{m\grave{c}} = 6,94$$

b) Palier

- poids propre du palier : $P_p = 0,20 \times 1,0 \times 25 = 5$ KN/ml.

- poids propre du revêtement : $P_r = 0,85 \times 1,0 = 0.85$ KN/ml.

$$G = P_p + P_r = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

B. Charges d'exploitations

La charge d'exploitation est constante sur les trois éléments et égale à :

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

III.3.3. Étude à l'ELU

A. Combinaison des charges

a) volée

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,94 + 1,5 \times 2,5 = 11,65 \text{ KN/ml.}$$

b) Palier

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5.85 + 1,5 \times 2,5 = 9,96 \text{ KN/ml.}$$

B. Calcul à l'ELU

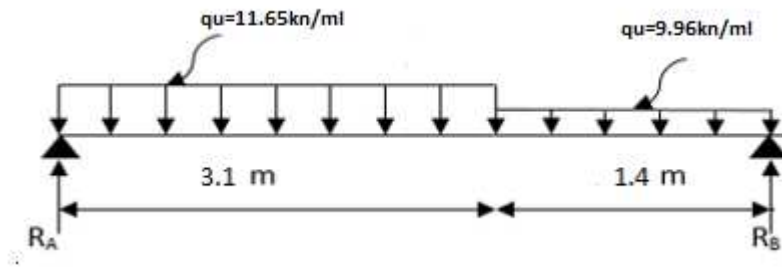


Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul pour l'escalier à l'ELU.

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (11.65 \times 3.1) + (9.96 \times 1.4) = 50.06 \text{ KN.}$$

$$\sum Mb = 0 \quad \Leftrightarrow R_A \times 4.5 - (11.65 \times 2.95)3.1 - (9.96 \times 1.4^2/2) = 0$$

$$R_A = 25.84 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 25.84 \text{ KN} \\ R_B = 24.22 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

-Effort tranchant : $T_y = 11.65.x - 25.84$

—→ $T_y = -25.84 \text{ KN}$ pour $x = 0$

$T_y = 10.28 \text{ KN}$ pour $x = 3.1 \text{ m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -5.83.x^2 + 25.84x$$

—→ $M_z = 0$ pour $x = 0$

$M_z = 24.08 \text{ KN.m}$ pour $x = 3.1 \text{ m}$.

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -9.96.x + 24.22$$

—→ $T_y = 24.22 \text{ KN}$ pour $x = 0$

$T_y = 10.28 \text{ KN}$ pour $x = 1.4 \text{ m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -4.98 x^2 + 24.22.x$$

→ $M_z = 0$pour $x = 0$

$M_z = 24.15$ KN.m.....pour $x = 1.4$ m.

-Moment fléchissant maximum :

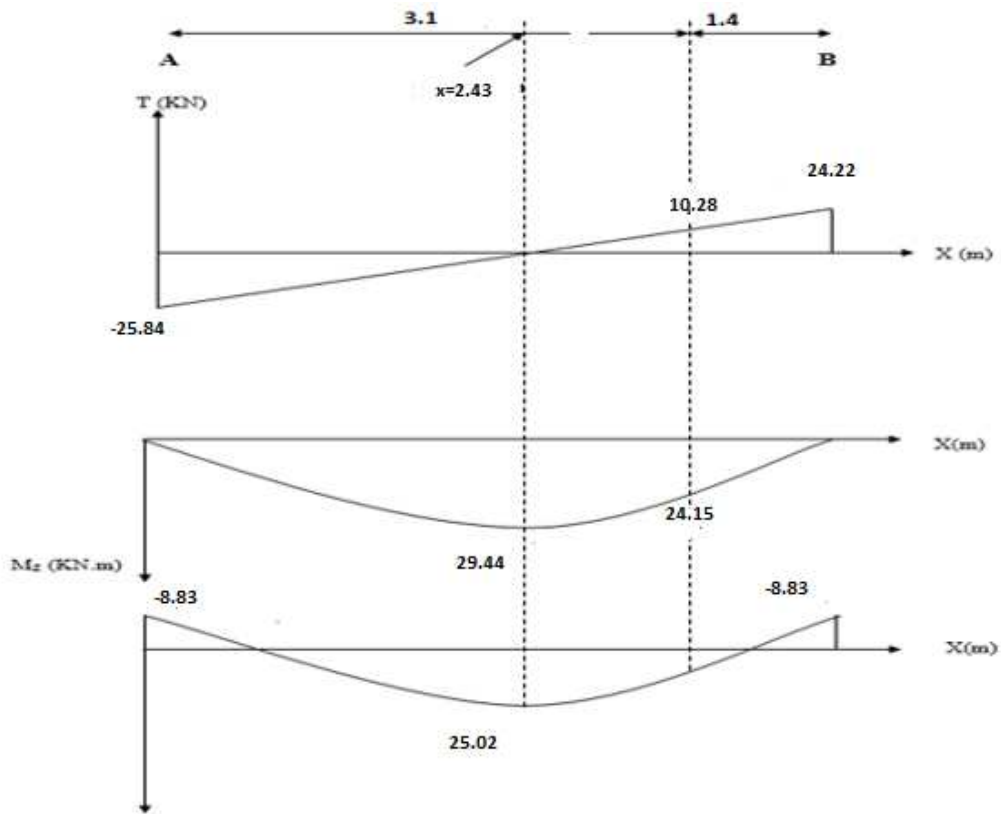
$M_z^{\max} \rightarrow T_y = 0 \rightarrow x = 2.43$ m → $M_z^{\max} = 29.44$ KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 . M_z^{\max} = -0,3 \times 29.44 = -8.83$ KN.m

-En travée : $M_{ut} = 0,85 . M_z^{\max} = 0,85 \times 29.44 = 25.02$ KN.m



Ferraillage :

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 18 \text{ cm} ; H = 20 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\diamond \text{ Aux appuis : } M_{max}^A = 8.83 \text{ KN.m}$$

✓ Armature principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.83 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$0.019 < \mu_{id} = 0.392 \text{ Section simplement armée (S.S.A.)}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.019 \beta = 0.0055 \rightarrow$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.83 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

$$\checkmark \text{ En travée : } M_{max}^t = 25.02 \text{ KN.m}$$

• Armature principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.02 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_{id} = 0.392$$

$\mu_a = 0.078 < \mu_i = 0.392$ \rightarrow section simplement armée (S.S.A.)

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu = 0.05 \quad \beta = 0.007 \rightarrow$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.02 \times 10^3}{0.997 \times 18 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU.

Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopte} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopte} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification des espacements des barres (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3) :

- **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

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

$$\text{avec : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \text{ Avec : } T_{max} = 25,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{25,84 \times 10^3}{100 \times 180} = 1,43 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau_u = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).

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

$$L_s = 35\phi$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 10 : } L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$$

$$L_{ad} = \text{Pour les HA 12 : } L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du palliase. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA :

$$\text{Pour les HA 10 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 12 : } L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

❖ **Vérification d'adhérence des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

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

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

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

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,84 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,7} = 1,058 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Influence de l'effort tranchant.**

• **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).**

A_{st} adopté $>$ A_{st} ancrer

$$A = \left(T_u \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(25,84 \times 10^3 \times \frac{1,15}{400 \times 10^2} \right) = 0,742 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A = 0,742 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).**

Il faut vérifier que :

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$$

$$T_{max} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$b_0=100$ cm (largeur de la poutre).

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 1000 \times 180}{1,5} = 108 \times 10^4 N = 1080 KN$$

$T_{max} = 25,84 KN < 1080 KN$ Condition vérifiée.

III.3.3. Étude à l'ELS

A. Combinaison des charges

a) volée

$$q_s = 1G + 1Q = 6,94 + 2,5 = 9,44 \text{ KN/ml.}$$

b) Palier

$$q_s = G + Q = 5.85 + 2,5 = 8.35 \text{ KN/ml.}$$

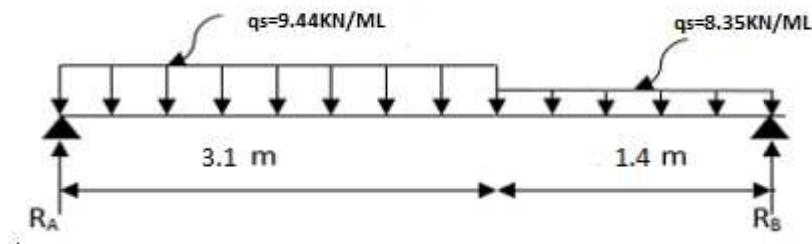


Figure III.2.2 : Schéma statique de calcul pour l'escalier à l'ELS.

a/ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (9.44 \times 3.1) + (8.35 \times 1.4) = 40.95 \text{ KN.}$$

$$\sum Mb = 0 \quad \Leftrightarrow \quad R_A \times 4.5 - (9.44 \times 2.95)3.1 - (8.35 \times 1.4^2/2) = 0$$

$$R_A = 21 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 21 \text{ KN} \\ R_B = 19.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b/-Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

-Effort tranchant : $T_y = 9.44x - 21$

→ $T_y = - 21 \text{ KN}$ pour $x = 0$

$T_y = 8.26 \text{ KN}$ pour $x = 3.1 \text{ m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -4.72x^2 + 21.x$$

→ $M_z = 0$ pour $x = 0$

$M_z = 19.74 \text{ KN.m}$ pour $x = 3.1 \text{ m}$.

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

-Effort tranchant :

$$T_y = -8.35x + 19.95$$

→ $T_y = 19.95 \text{ KN}$ pour $x = 0$

$T_y = 8.26 \text{ KN}$ pour $x = 1.4 \text{ m}$

-Moment fléchissant :

$$M_z = -4.18 x^2 + 19.95x$$

→ $M_z = 0$ pour $x = 0$

$M_z = 19.75 \text{ KN.m}$ pour $x = 1.4 \text{ m}$.

-Moment fléchissant maximum :

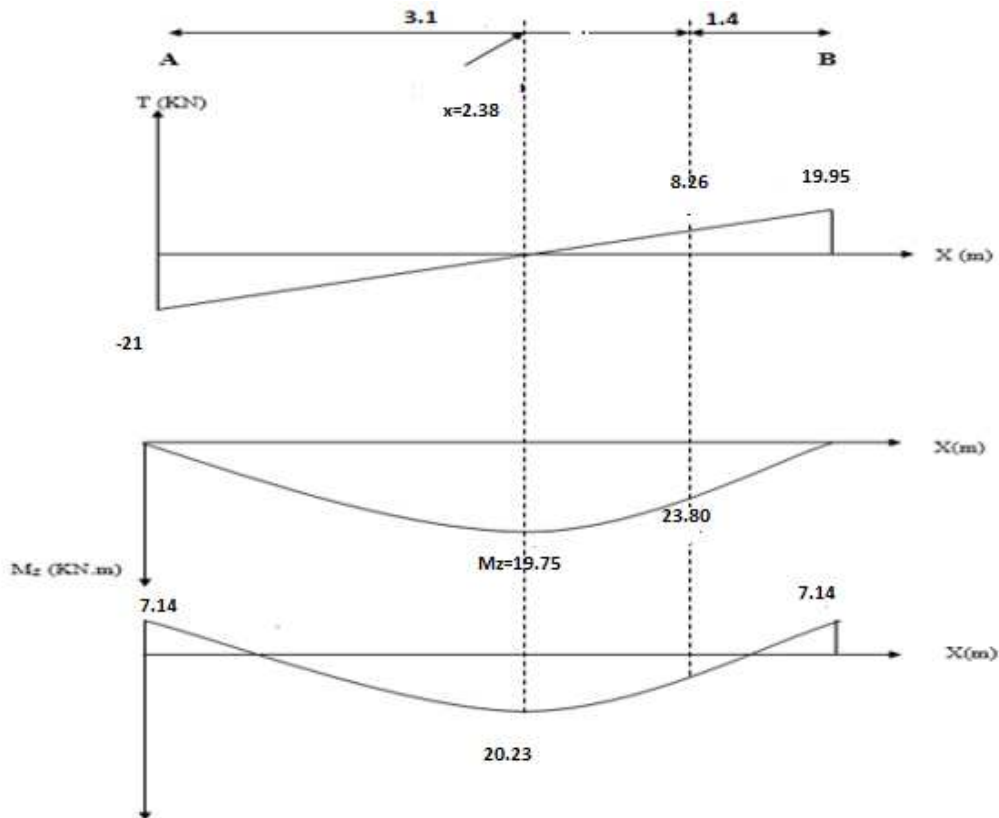
M_z^{\max} → $T_y = 0$ → $x = 2.38 \text{ m}$ → $M_z^{\max} = 23.80 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} , au niveau des appuis et en travées.

-Aux appuis : $M_{sa} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 23.80 = -7.14 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_{st} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 23.80 = 20.23 \text{ KN.m}$



a) Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

• **Aux appuis :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 4.52 \text{ cm}^2$; $M_{Ap} = 7.14 \text{ kN.m}$; $d = 18 \text{ cm}$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.25$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 47.50 \\ \beta_1 = 0,920 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{7.14 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 95.39 \text{ MPa}$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 95.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.5} = 0,0211$$

$$\sigma_{bc} = 0,0211 \times 95.39 = 2.003 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.003 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• **En travée :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 4.52 \text{ cm}^2 ; M_t = 20.23 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.25$$

{ $K_1 = 47.5$ } \Rightarrow À partir des tableaux, à l'ELS.
 { $\beta_1 = 0,920$ }

$$\sigma_{st} = \frac{20.23 \times 10^3}{0,920 \times 18 \times 4.52} = 270.26 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 270.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton.**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.5} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 270.26 = 5.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 20 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 3,10 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Avec : } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,10} = 0,0645 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{23.8}{10 \times 20.23} = 0,117 < \frac{h}{l} = 0,0645 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont pas vérifiées donc on va vérifier la flèche.

b) Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

On doit vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$q_s = 9.44 \text{ KN/ml}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 3.1\text{m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

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

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 4.52 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.26^3 + 9.74^3) + 15 \times 4.52 \times (9.74 - 2)^2 = 9262.91 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{9.44 \times 9.61 \times 10^3}{1081,886 \times 10^6 \times 9262.91 \times 10^{-8}} = 0.0012 \text{ m} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{3.10}{500} = 0.62$$

$f = 0.12 < \bar{f} = 0.62 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

On opte pour le ferrailage suivant :

- **Aux appuis :**

❖ *Armatures principales* : 5HA12 *espacement* = 25 cm

❖ *Armatures de répartition* : 5HA10 *espacement* = 25 cm

- **En travée :**

❖ *Armatures principales : 5HA12 espacement = 25 cm*

❖ *Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 25 cm*

III-6-8) vérification du Ferrailage : (ELS)

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (e_p=18cm).

b=100 cm ; h=18 cm; d=16 cm; c=2 cm

1-Armatures longitudinales :

• **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,528}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,0179$$

$$\mu_{ua} = 0,0179 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,0179 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6,528 \cdot 10^2}{0,991 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1,18 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,496}{1 \times 0,16^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,05$$

$$\mu_{ut} = 0,05 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,05 \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{18,496 \cdot 10^2}{0,974 \cdot 16 \cdot 348 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}} = 3,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,41 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)} < A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 18,496 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 16} = 0,424$$

$$\rho_1 = 0,424 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,900 ; \alpha_1 = 0,300$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,300}{15(1 - 0,300)} = 0,0286$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{18,496 \times 10^{-3}}{0,900 \times 0,16 \times 6,78 \times 10^{-4}} = 189,446 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 189,446 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0286 \times 189,446 = 5,42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 3,01 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}8/\text{ml}$$

$$M_{sa} = 6,528 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 16} = 0,188$$

$$\rho_1 = 0,188 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,930 ; \alpha_1 = 0,210$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,210}{15(1 - 0,210)} = 0,0177$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{6,528 \times 10^{-3}}{0,930 \times 0,16 \times 3,01 \times 10^{-4}} = 145,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 145,75 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0177 \times 145,75 = 2,58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

Etat limite de déformation :

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \bar{f}$$

$$f = \frac{M_s^t l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,88 \text{ MPa} \\ M_t^s = 18,496 \text{ KN.m} \\ l = 390 \text{ cm.} \\ \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 16} = 0,00424$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 18^2 / 2 + 15 \times 6,78 \times 16}{100 \times 20 + 15 \times 6,78} = 8,48 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 18 - 8,48 = 9,52 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (8,48^3 + 9,52^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 6,78 \cdot (9,52 - 2)^2$$

$$I_0 = 54837,89 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00424} = 1,981$$

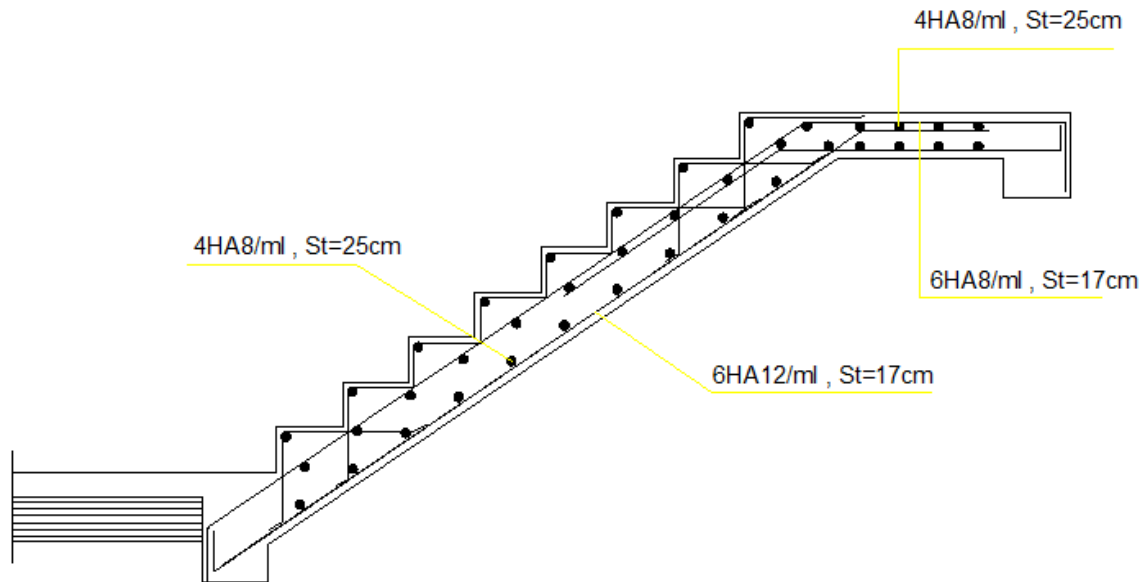
$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00424 \times 189,446 + 2,1} \right\} = 0,308$$

$$\rightarrow I_{fv} = 37463,44 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{18,496 \times 10^2 \times 390^2}{10 \times 10818,886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 37463,44} = 0,69$$

Donc $f = 0,69 < \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$ condition vérifiée



III-3 - Dalle pleine

III-3 - 1-Introduction

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs, elles ont pour rôle :

- résistance (supporter leur poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation).
- l'isolation thermique et acoustique.
- la protection contre l'incendie.

Les dalles pleines peuvent être réparties en 02 catégories :

- Dalle pleine sur appuis continus.
- Dalle pleine sur appuis ponctuels.

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule. (BAEL-Art-5.21)

III-3 - 2-Principe de la méthode:

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec: $L_x < L_y$

1- Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x) . Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:

$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8, \quad M_{0y} = 0.$$

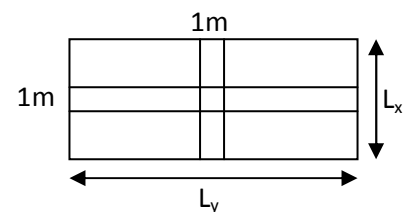
2- Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

- sens $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$

- sens $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}$.

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α et du coefficient de poisson ν .

Vérification: $\frac{M_{0y}}{M_{0x}} \geq 0,25$.



Remarque:

.Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x}, M_{0y})$.

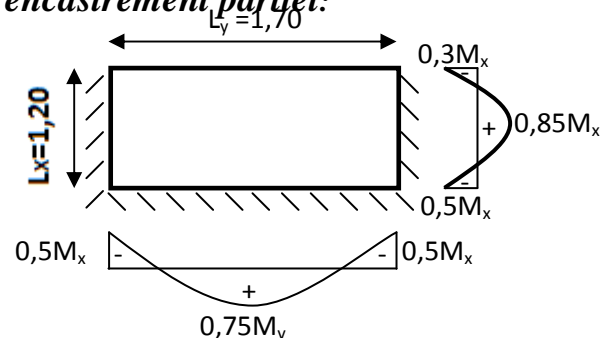
-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

.Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75$ ou $0,85 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.



III-3 –3-Sollicitations dans le panneau:

Charges permanentes G :

- Enduit en plâtre : $0,02 \cdot 10 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de la dalle : $0,15 \cdot 25 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 3,75 \text{ KN/ml}$
- couche de sable : $0,02 \cdot 18 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$
- Poids de garde-corps en brique pleine + Enduit : $(2+0,28) \cdot 1 \text{ m} \dots\dots = 2,28 \text{ KN/ml}$
- revêtement en carrelage : $0,02 \cdot 22 \cdot 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0,44 \text{ KN/ml}$

$$G = 7,03 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitation Q :

$$Q = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ KN/ml} .$$

Combinaisons de charges:

A L'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} \\ = (1,35 \times 7,03 + 1,5 \times 3,5) \cdot 1 = 14,74 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS:

$$q_s = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} \\ = (7,03 + 3,5) \cdot 1 = 10,53$$

III-3 – 4-Calcul à L'ELU :

Soit q la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur.

- Calcul du panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,20}{1,70} = 0,71 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

ν_x, ν_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\rho = 0,71 \xrightarrow{\text{du tableau}} \nu_x = 0,0670 ; \nu_y = 0,450$$

$$M_{0x} = 0,0670 \cdot 14,74 \cdot 1,20 = 1,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,450 \cdot 1,19 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} = \frac{0,54}{1,19} = 0,45 \geq 0,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Correction des moments:

$$\text{-En travées: } M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 1,19 = 1,01 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,54 = 0,41 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 1,19 = 0,60 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 0,54 = 0,16 \text{ KN.m.}$

Calcul d'efforts tranchants:

$$\text{-Au milieu de } L_x: T_u = \frac{q_u L_x L_y}{3L_y} = \frac{14,74 \times 1,20 \times 1,7}{3 \times 1,7} = 5,90 \text{ KN.}$$

$$\text{-Au milieu de } L_y: T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{14,74 \times 1,20 \times 1,7}{2 \times 1,7 + 1,00} = 6,83 \text{ KN.}$$

III-3 – 5-Calcul du panneau à l'ELS:

$$M_{0x} = \mu_x q_s L^2_x$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

ν_x, ν_y : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de ρ et de ν qui est le coefficient de poisson.

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho = 0,59 \xrightarrow{\text{du tableau}} \nu_x = 0,731 ; \nu_y = 0,596$$

$$M_{0x} = 0,0731 * 10,53 * 1,20 = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,596 * 0,92 = 0,55 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{0y}}{M_{0x}} = \frac{0,55}{0,92} = 0,60 \geq 0,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Correction des moments:

-En travées: $M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 0,92 = 0,78 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,60 = 0,45 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 0,92 = 0,46 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 0,46 = 0,14 \text{ KN.m.}$

Calcul d'efforts tranchants:

$$\text{-Au milieu de } L_x: T_u = \frac{q_s L_x L_y}{3L_y} = \frac{10,53 \times 1,20 \times 1,7}{3 \times 1,7} = 4,21 \text{ KN.}$$

$$\text{-Au milieu de } L_y: T_u = \frac{q_s L_x L_y}{2L_y + L_x} = \frac{10,53 \times 1,20 \times 1,7}{2 \times 1,7 + 1,00} = 4,88 \text{ KN.}$$

III-3 – 6-Ferraillage :

-Sens de la petite portée x-x :

En travée :

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,01 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Pour $\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,01 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,22 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,6 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Pour $\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,6 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Sens de la petite portée y-y :

En travée :

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,41 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Pour $\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,41 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,1 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

Calcul des armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,6 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Pour $\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,6 \times 10^5}{0,999 \times 13 \times 34800} = 0,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Zone	Sens	M_u [KN.m]	μ_b	β	A [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	$A_{adopté}$
Sur appuis	X - X	0,6	0,002	0,999	0,13	4,52	4HA12
	Y - Y	0,6	0,002	0,999	0,13	4,52	4HA12
En travées	X - X	1,01	0,001	0,999	0,22	4,52	4HA12
	Y - Y	0,41	0,001	0,999	0,1	4,52	4HA12

III-3 – 7-Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.2 ,1)

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

$$A = 4,52 > 1,57 \text{ cm}^2. \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement (BAEL 91 modifiée99/ Art A.5.1 ,211)

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{6,83 * 10^3}{1000 * 130} = 0,05 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art A.6.1 ,3)

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

Où :

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

. $\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum ui}$$

Où :

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

$$\sum ui = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{6,83 * 10^3}{0,9 * 130 * 157} = 0,37 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

- **Ancrage des barres (BAEL 91 modifiée99/ Art 6.1 ,221)**

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

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm.}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14$ cm. D'où : $L_c = 15$ cm

- **Espacements des barres (BAEL 91 modifiée99 / Art. A.8.2, 42)[14]**

Pour des charges concentrées :

. **Armatures principales** : $St = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Armatures de répartition** : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III-3 – 8-Vérifications à l'ELS :

Vérification de contraintes dans le béton :

1. Etat limite de compression du béton

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

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

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

$$\rho = \frac{100A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0.3$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.3$: $\beta_1 = 0.913$; $K_1 = 42.47$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0,46 \cdot 10^6}{0.913 \cdot 130 \cdot 4,52 \cdot 10^2} = 8,57 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{8,57}{42.47} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée99) [14].

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91 modifiée99 modifiée99/ Art. B.6.5,1)[14] :

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

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.15 > \frac{M_t}{10.M_0} = 0.1. \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

III-3 – 9-Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- **Armatures principales** : 4 HA 12/ml ($S_t = 25$ cm).
- **Armatures de répartition** : 4 HA 12 ($S_t = 25$ cm).

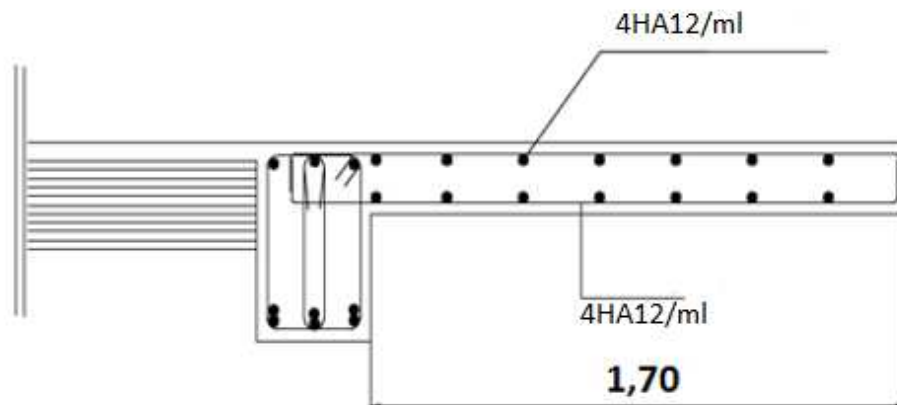


Figure III.39 : Ferrailage des balcons.

III.4 : Etude d'une poutre palière

III.4.1 La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse avec une portée max de **355cm**. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

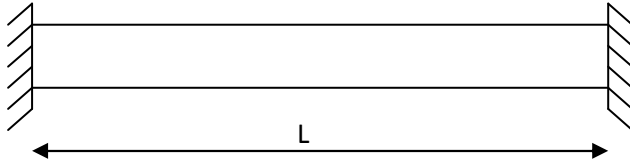
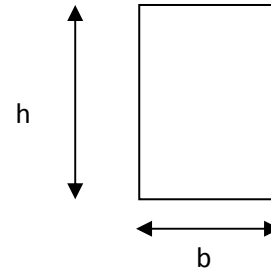


Schéma de la poutre palière.



Section de la poutre palière.

Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,20 = 1,5 \frac{KN}{ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \frac{KN}{ml}$

Réactions d'appuis de palier :

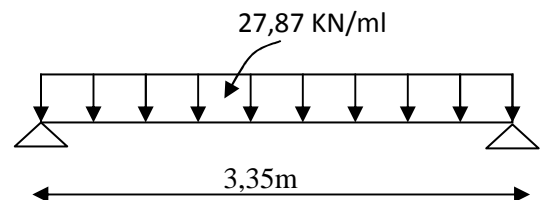
Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 25,84 \text{ KN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 21 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

$q_u = 1,35G + R/1ml$

$q_u = 1,35G + R_{Au} = 1,35 \times 1,5 + 25,84 = 27,87 \frac{KN}{ml}$



Calcul des efforts internes :

Moment isostatique : charge de la poutre à l'ELU

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27,87 \times 3,35^2}{8} = 39,09 \text{ KNm.}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27,87 \times 3,35}{2} = 46,68 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 39,09 = -11,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 39,09 = 33,22 \text{ KN.m}$$

III.4.2 Diagrammes des efforts internes :

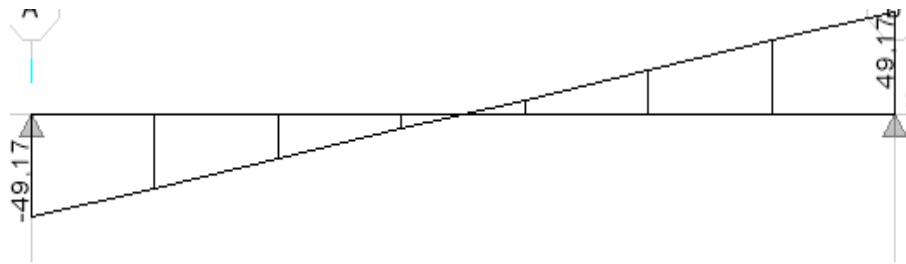
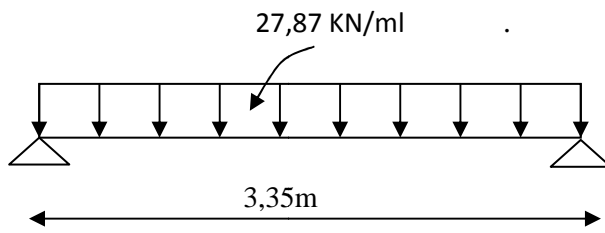


Diagramme des efforts tranchant.

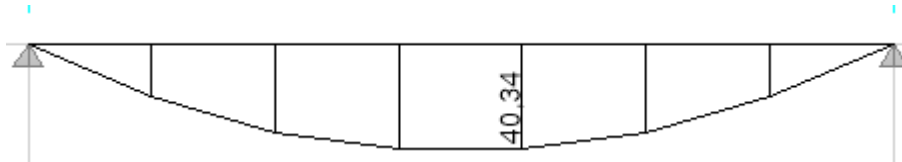


Diagramme du moment fléchissant

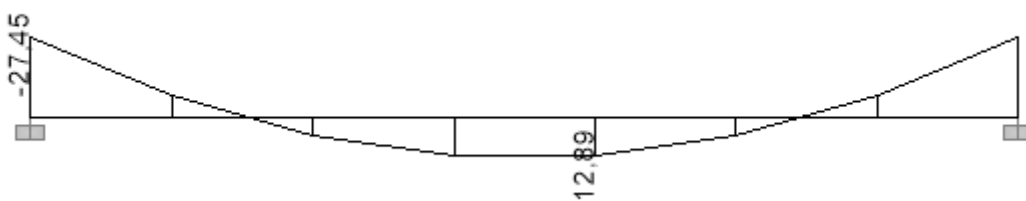


Diagramme corrigé du moment fléchissant.

Calcul des armatures :

$$d = 28 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } M_{max}^t = 33,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33,22 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,150 < \mu_{id} = 0,392$$

$$\mu_t = 0,150 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{Section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0,150 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,22 \times 10^3}{0,918 \times 28 \times 348} = 3,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 4HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } M_{max}^A = -11,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,73 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,052 < \mu_{id} = 0,392$$

$$\mu_A = 0,052 < \mu_{id} = 0,392 \Rightarrow \text{Section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_A = 0,052 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,73 \times 10^3}{0,973 \times 28 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature :

$$\text{Soit } 3HA12 \Rightarrow A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Vérification à l'ELU :

Exigence du RPA (Art 7-5-2 RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section (0,5 % de S).

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_S = 4HA12 + 4HA12 = 4,52 + 4,52 = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 9,04 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,6762 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopte} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 48,68 \text{ KN.}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{46,68 \times 10^3}{200 \times 300} = 0,78 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL Art6.1. 3).

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 7 \times 3,14 \times 1,2 = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46,68 \times 10^3}{0,9 \times 2800 \times 26,376} = 0,07 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres

Influence de l'effort tranchant.

Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312) :

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0.9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{46,68 \times 10^3 + 11,73 \times 10^3}{0.9 \times 280} \times \frac{1,15}{400} \geq 0,666 \text{ cm}^2$$

$A_u = 9,04 > A_u = 0,666 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$
$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 200 \times 280}{1,5} = 336 \times 10^3 \text{ N} = 336 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 46,68 \text{ KN} < 336 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22) :

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

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

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,57; 12; 20\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature 4HA8 $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9d \times 28 = 25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 14,4), \quad \text{on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm}.$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'état limite de service ELS :

$$q_s = G + R_{As} = 1,5 + 21 = 22,5 \text{ KN/ml}.$$

Calcul des efforts internes :

Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,5 \times 3,35^2}{8} = 31,56 \text{ KN.m}.$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,5 \times 3,35}{2} = 37,69 \text{ KN}.$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 31,56 = -9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 31,56 = 26,83 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des efforts internes :

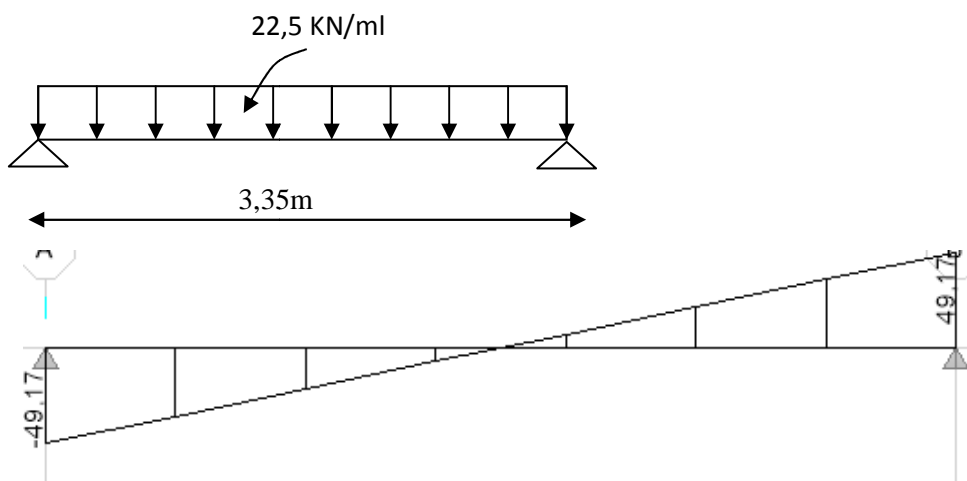


Diagramme des efforts tranchant.

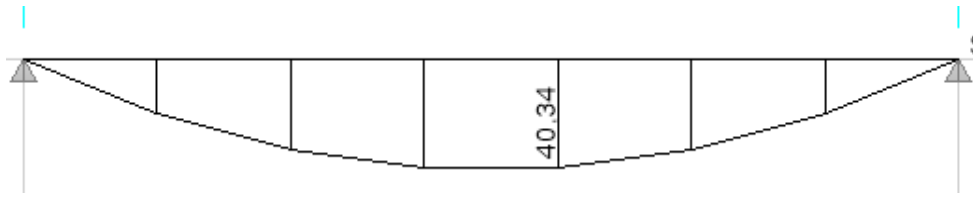


Diagramme du moment fléchissant

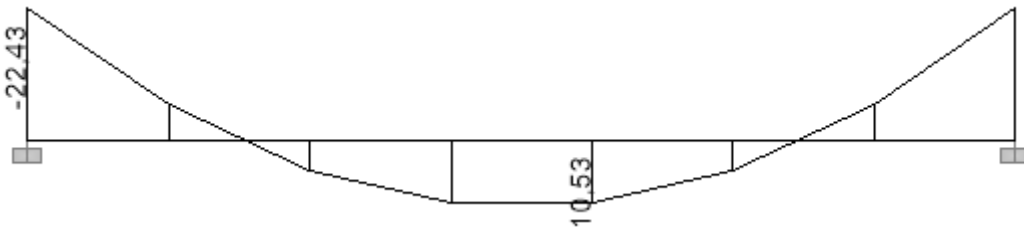


Diagramme corrigé du moment fléchissant.

Vérification à l'ELS.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Dans le béton}$$

Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sA}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{sA} = 9,47 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,6$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,48 \\ \beta_1 = 0,885 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9,47 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 4,52} = 112,73 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,48} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 112,73 = 3,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la Condition est vérifiée.}$$

En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \text{ Avec : } A_t = 4,52 \text{ cm}^2 ; M_t = 26,83 \text{ KN.m} ; d = 28 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{20 \times 28} = 0,807$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23,76 \\ \beta_1 = 0,871 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{26,83 \times 10^3}{0,871 \times 28 \times 4,52} = 243,39 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 243,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{23,76} = 0,042$$

$$\sigma_{bc} = 0,042 \times 173,54 = 7,288 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,288 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ La Condition est vérifiée.}$$

Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale,}$$

$$L = 3,35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ Avec : } M_t : \text{ moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Avec : } A : \text{ section des armatures,}$$

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,35} = 0,089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{26,83}{10 \times 31,56} = 0,085 < \frac{h}{l} = 0,089 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{20 \times 28} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS)

Armatures longitudinales

- En travée : 4HA12
- Aux appuis : 3HA12

Armatures transversales :

- 4HA8

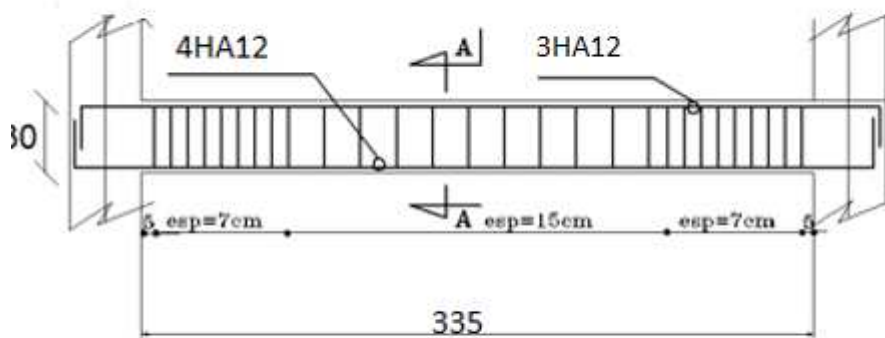


Figure. « Schéma du ferrailage de la poutre palière »

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

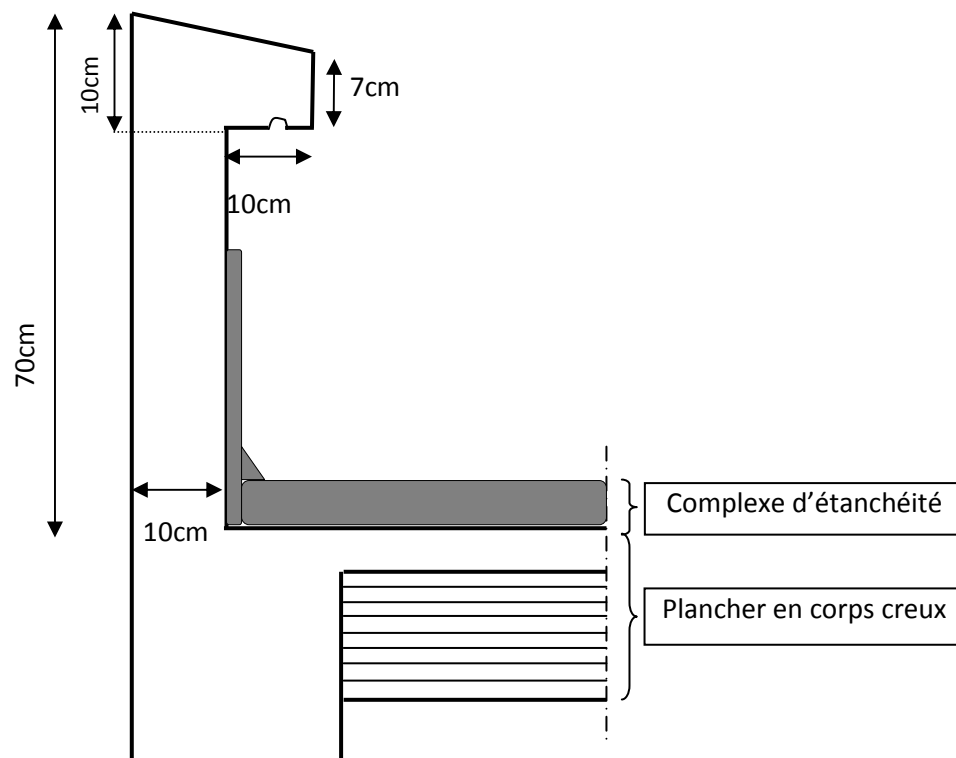
Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

Calcul de l'acrotère :**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 réalisé en béton armé assimilable à une console encadrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

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

Coupe verticale de l'acrotère**Calcul des efforts****a) Effort normal dû au poids propre G :**

L'effort normal dû au poids propre est donné par : $N_G = G \times 1m$

Avec : $G = \rho \times S$

N : effort normal

G : poids propre

ρ : masse volumique de béton $\rho = 25 \frac{KN}{m^3}$

S : section transversale

$$G = 25 \times \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{(0,03 \times 0,2)}{2} \right] = 1,925 \frac{KN}{ml}$$

$$\Rightarrow N_G = G \times 1 m = 1,925 \times 1 m = 1,925 KN$$

b) Effort tranchant T : $T = Q \times 1 m = 1 \times 1 m = 1 KN$

c) Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :

$$M_q = Q \times H \times 1 m = 1 \times 0,7 \times 1 m = 0,7 KN.m$$

Combinaison des charges (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :

❖ **A l'E.L.U :** sous la combinaison $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,925 = 2,60 KN$$

a) Effort tranchant T :

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 m = 1,5 KN$$

b) Moment de renversement dû à la surcharge Q

$$M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,7 = 1,05 KN.m$$

❖ **A l'E.L.S :** sous la combinaison $G + Q$

a) Effort normal de compression dû au poids propre G :

$$N_s = G = 1,925 KN$$

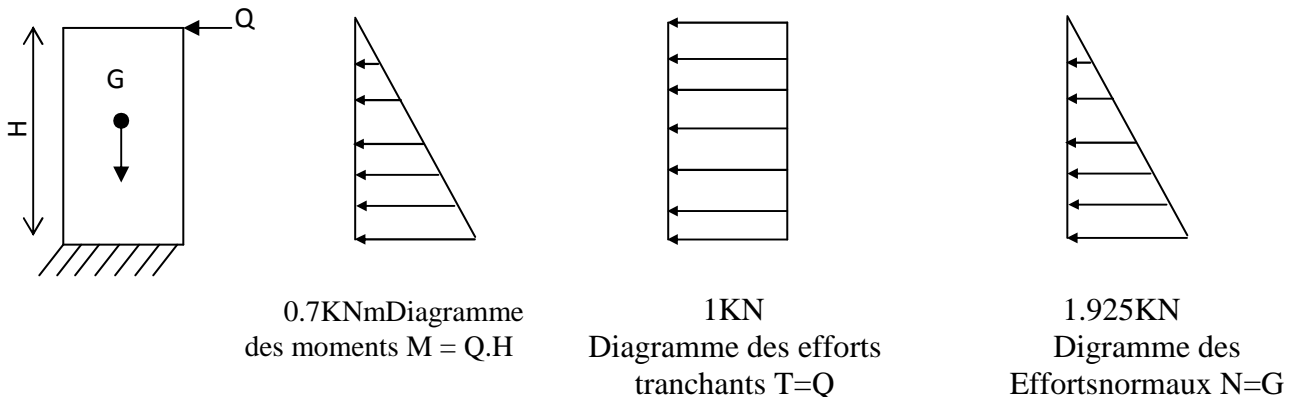
b) Effort tranchant T :

$$T_s = T = 1 KN$$

Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_s = M_q = 0,7 KN.m$$

Schéma statique de l'Acrotère



Diagrammes des efforts internes.

Ferraillage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

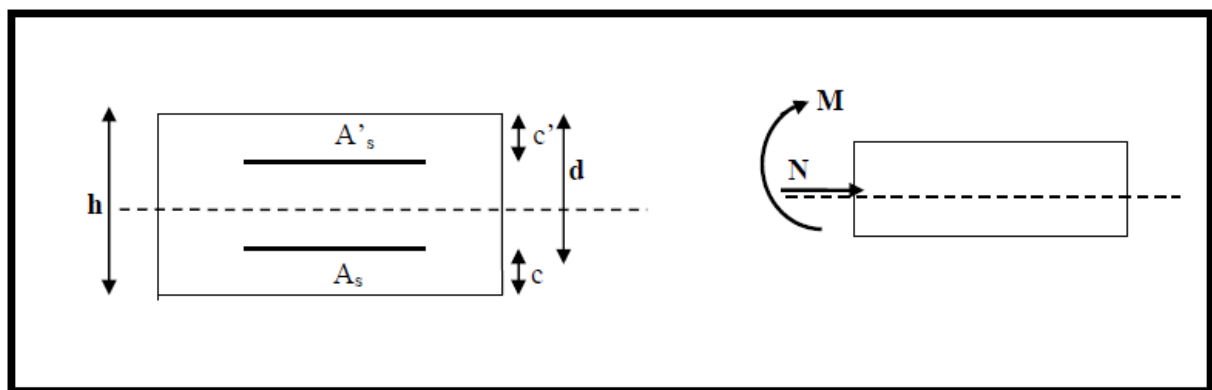


Schéma statique de la section de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h - c) : 7cm

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité :

$$\text{Calcul de l'excentricité} \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,6} = 0,403 \text{ m} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f)

. Calcul d'armatures en flexion simple:

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} + c \right) = 2,6 \left(0,403 + \frac{0,10}{2} + 0,03 \right) = 1,25 \text{ KN.m}$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

Calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \theta = 1, \gamma_b = 1,5 \text{ situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}; \mu = \frac{1,25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0179 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc la section est simplement armé (S.S.A).

Armatures fictives (Flexion Simple)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires car la section est simplement

armé $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}, \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = 0,0179 \rightarrow \beta = 0,991 \text{ Dans le tableau ou } \alpha = 0,0227$$

$$A_{stf} = \frac{1,25 \times 10^3}{0,992 \times 7 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0$, non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc.), ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc $A_{sc} = 0,52$

✓ **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,52 - \frac{2,6 \times 10}{348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

a) Calcul la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28} (e_s - 0.455 d)}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right), \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.925} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1 (36 - 0.455 \times 7)}{400} \left(\frac{36 - 0.455 \times 7}{36 - 0.185 \times 7} \right) = 0.799 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{st}^{min}$, la section n'est pas vérifiée, donc on opte pour une section

$$A = A_{st}^{min} \geq 0.799 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min}$$

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

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4HA8 \dots \dots \dots A = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (**BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3**).

$$- S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition est vérifiée

h = l'épaisseur totale de l'élément.

Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU

b = Largeur de la bande considérée

d = Hauteur utile de la section.

$$V_u = 1.5 \cdot q = 1.5 \cdot 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1.0,07} = 21,428 \text{ KN/m}^2 = 0,0214 \text{ MPa}.$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau \leq \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \}$$

$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1. 3) :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (A-6-1-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \cdot \pi \cdot 0,8 = 10,048 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,07 \cdot 10,048 \cdot 10^4} = 0,2368 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,1895 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$ condition vérifiée. donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-2) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 30 \text{ cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable.

On doit vérifier :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\text{La contrainte dans le beton } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier :(BAEL 91 révisé 99-Art- A-4-5-3-3)

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \right\}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), ϕ

$$\geq 8\text{mm} \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400, \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right] \bar{\sigma}_{st} = \text{min}(266,66 ; \text{max}(200 ; 201,63)) \\ = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_s \beta_1 d} ; \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,291$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 41,18 \\ \beta_1 = 0,911 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,911 \times 7 \times 2,01} = 54,611 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,611 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de compression dans le béton :(BAEL99/ Art.A.2.1.12).

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}, \quad \text{dans le tableau } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41,18} = 0,0242$$

$$\sigma_{bc} = 0,0228 \times 54,611 = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4.A.C_p . W_p \text{ Avec :}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$$C_p = 0,8 \text{ pour les élément en console} \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

W_p = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * (0.6 * 0.1 + 0.2 * 0.07 + 0.03 * 0.2 / 2) = 1,925 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,925 = 0,924 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p, donc le ferrailage adopté est vérifié vis a vis des charges sismiques.

***Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,4 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33 \cdot 10^{-5}}} = 48,507$$

$$\lambda \leq \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50 ; \min(27,068; 100)]$$

$$\lambda = 48,507 < 50 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

Conclusion :

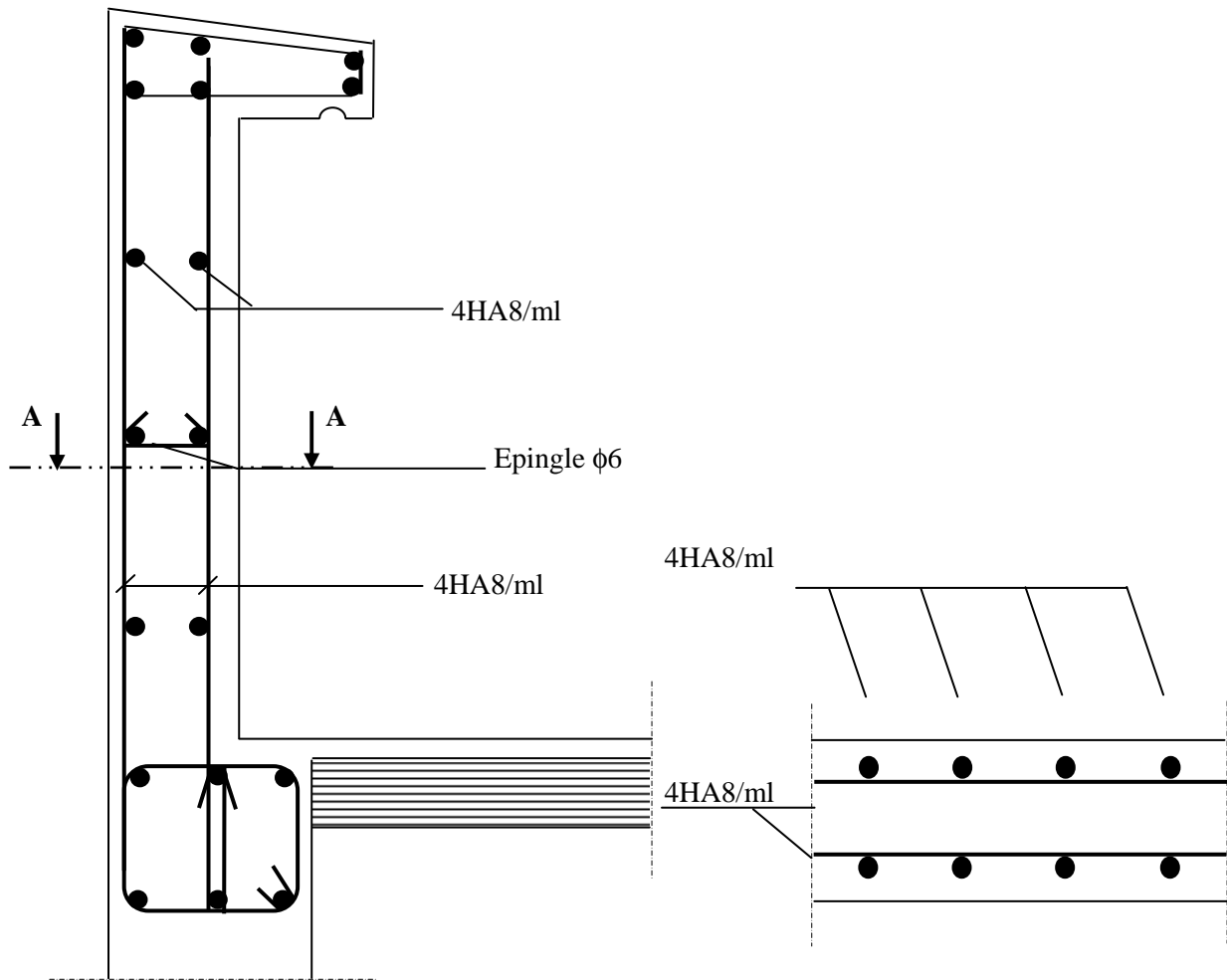
Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml = 2,51 cm²/ml comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,51 cm²/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

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



Coupe AA-

Fig.: Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III-5-Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois laquelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinés. Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Les différents éléments de la charpente :

Tuiles
Liteaux
Chevrons
Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
Murs pignons

Détermination des charges (DTR BC .2.2)

Charge permanente

Poids des tuiles et linteaux0.4KN/m²
Poids des pannes et des chevrons0.10KN/m²

G=0,50KN/m²

Charge d'exploitation

Poids de la neige1.00KN/m²

Q=1.00KN/m²

Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :

Combinaison de charges :

$q_u = 1.35G + 1.5 Q$

$q_u = 1.35 \times 0.5 + 1.5 \times 1 = 2.175 \text{KN/ml}$

Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELS :

Combinaison de charges :

$q_s = 1G + 1 Q = 1.5 \text{kn/ml}$

Choix des sections :

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

On adoptera les sections suivantes :

Les pannes (120*250)

Les chevrons (40*60)

Les liteaux (30*30)

Calcul des éléments de la toiture :

Calcul des pannes :

a) Définition : les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyés sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue 3 types de panne :

La panne faitière

La panne sablière

La panne intermédiaire (panne courante)

b) Effort revenant aux pannes :

Espacement des pannes est prise égal $e_p = 1 \text{m}$

La portée des pannes est de $L_p = m$

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1.5 \text{ kn/ml}$$

Dimensionnement de la panne :

la panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités. Elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

Détermination de q_y, q_z :

$$\text{Suivant l'axe } yy : q_y = q_p \sin \alpha = 1.5 \sin 20.45 = 0.524 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe } zz : q_z = q_p \cos \alpha = 1.5 \cos 20.45 = 1.405 \text{ KN/ml}$$

Moment en flexion :

$$\text{Suivant } yy : M_{fy} = \frac{q_{fy} \times l^2}{8} = \frac{1.405 \times 4.05^2}{8} = 2.880 \text{ knm}$$

$$\text{Suivant } zz : M_{fz} = \frac{q_{fz} \times l^2}{8} = \frac{0.524 \times 4.05^2}{8} = 1.074 \text{ knm}$$

Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$
 et le bois utilisé de sapin de catégorie 1 et d après les règles CB71 la

contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

$$\text{Avec : } I_{yy} = 15625 \text{ cm}^4 \text{ et } I_{zz} = 3600 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = 40.94 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 40.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 142 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition est vérifiée.

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivantes : G+Q

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$$\text{La flèche admissible de la poutrelle est : } \bar{f} = \frac{l}{300}$$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 4.05 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différée égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{48} \frac{40.94 \times 405^2}{131080,128 \times 12.5} = 0.422 \text{ cm} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{405}{300} = 1.35$$

$f = 0.422 < \bar{f} = 1.35$Condition vérifiée.

Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge $\tilde{}$, le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a) Efforts revenant aux chevrons :

Espacement des chevrons est prise égal à $e_c = 40 \text{ cm}$

La portée des chevrons est de $L = 1 \text{ m}$

$G_c = b h \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6.5 \text{ KN/ml}$

$G_c = (0.04 \times 0.06) \times 6.5 = 0.0156 \text{ KN/ml}$

$G = G_c + G_{lit} = (0.04 \times 0.0) \times 6.5 + (0.4 \times 0.4 \times 6.5) = 1.05 \text{ KN/ml}$

$q_s = G + Q = 1.05 + 0.4 = 1.45$

a) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_c \times l^2}{8} = 0.13 \text{ KN/ml}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci

Les moments en travées ainsi qu'aux appuis :

- Aux appuis : $M_F = 0.8M = 0.8 \times 0.13 = 0.105 \text{ KNm}$

- En travée : $M_F = 0.66M = 0.8 \times 0.13 = 0.086 \text{ KNm}$

Vérification de la contrainte

On doit vérifier que :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$$

la contrainte admissible $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

Avec : $I_y = 72 \text{ cm}^4$

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

• Aux appuis :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} v}{I} = 43.75 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 43.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 142 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} v}{I} = 35.83 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 35.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 142 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Selon les règlements CB71 la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement

les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,.....).

La flèche admissible des chevrons est donnée par cette formule :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{300}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 4.05 \text{ m}$: portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

• Aux appuis :

$$f_a = \frac{5}{48 \times 131080,128} \frac{43.75 \times 100^2}{\times 3} = 0.115 \text{ cm} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{300} = 0.333$$

$$f = 0.12 < \bar{f} = 0.33 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$ft = \frac{5}{48} \frac{35.83 \times 100^2}{131080,128 \times 3} = 0.095 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{300} = 0.333$$

$f = 0.095 < \bar{f} = 0.33$Condition vérifiée.

Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

• ELS : $qs = G+Q=0,4+1=1.4$

a) Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux est prise égal à $ep=32\text{m}$

- La portée des liteaux est $L=40\text{cm}$

Détermination de qy, qz :

Suivant l'axe yy : $qy=qp \sin \alpha=1.4 \sin 20 .45=0.524\text{KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $qz=qp \cos \alpha=1.4 \cos 20 .45=1.405\text{KN/ml}$

Moment en flexion :

Suivant yy : $M_{fy} = \frac{q_{fy} \times l^2}{8} = \frac{1.405 \times 4.05^2}{8} = 2.880 \text{ kNm}$

Suivant zz : $M_{fz} = \frac{q_{fz} \times l^2}{8} = \frac{0.524 \times 4.05^2}{8} = 1.074 \text{ kNm}$

Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

et le bois utilisé de sapin de catégorie 1 et d après les règles CB71 la

contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f=142 \text{ dan/cm}^2$

Avec : $I_{yy} = 15625 \text{ cm}^4$ et $I_{zz} = 3600 \text{ cm}^4$

$$\sigma_f = 40.94 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 40.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 142 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition est vérifiée.

a) Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivantes :G+Q

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{300}$

\bar{f} : La flèche admissible

$l = 4.05$ m : portée entre nus d'appuis,

E_v : Module de déformation différé égal à 10818,86 MPa (voir chapitre 1)

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{48 \times 131080,128} \frac{40.94 \times 405^2}{\times 12.5} = 0.422 \text{ cm} = 0.12 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{405}{300} = 1.35$$

$f = 0.422 < \bar{f} = 1.35$Condition vérifiée.

Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, Momentfléchissant...), entre les éléments de la toiture.

Types d'assemblages :

- Liaison par contact bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/Juin 84 Art 4,62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement

dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautionssuivantes :

Diminuer le nombre de cloue sur les fils.

- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.

- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible

Diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est : $K \leq W, =$ ##

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la Toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

CHAPITRE IV :

Contreventement

IV-1 Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments structuraux assurant à la fois, la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales et verticales.

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinal et transversale. Cela nous amène alors à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voiles), afin de définir le type de contreventement, on utilise la méthode des inerties équivalentes.

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 : $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

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 :

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$.

\bar{L} : 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).

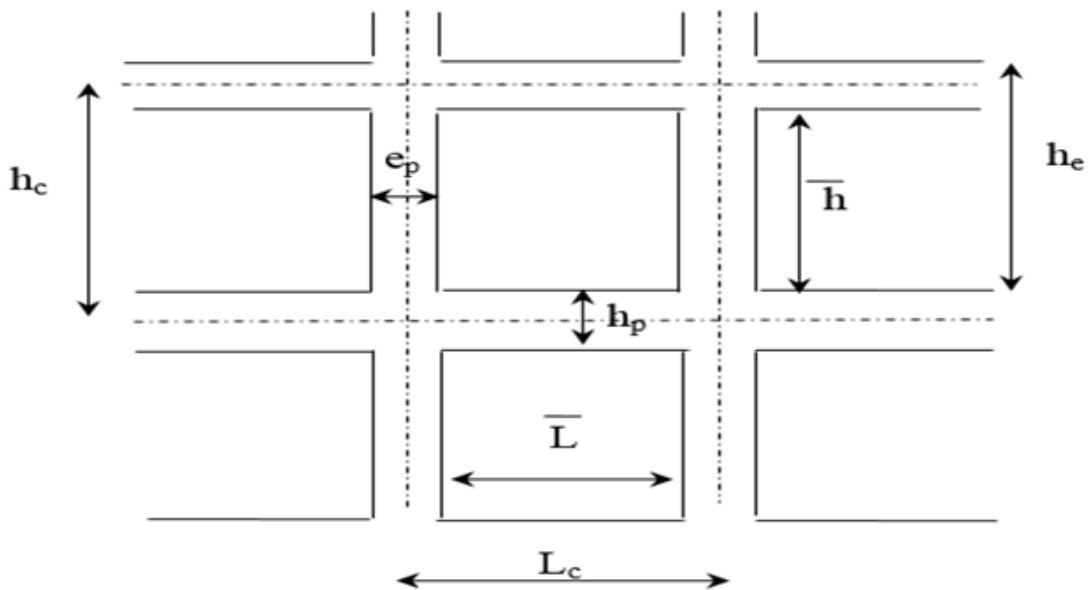


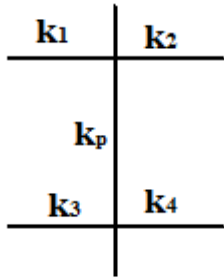
Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau.

Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

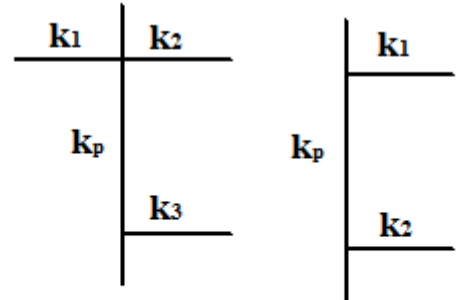
1^{er} Cas : étages courant

$\bar{K} =$

$$\frac{\sum K_{poutre} \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_p}$$

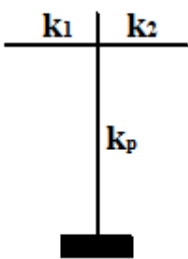


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

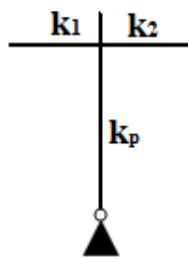


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p} \quad \bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

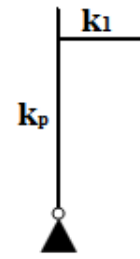
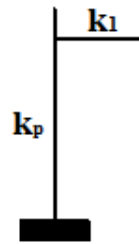
2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (\text{poutres sup})}{K_{pot}}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{k_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1}{k_{pot}}$$



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_i , module de déformations instantanées du béton.

Calcul de la rigidité du portique « i » du niveau « j » :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K}_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivants :

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}
charpente	40	40	213333,333	300	35	265	40	285	748,5
5	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,1
4	45	45	341718,75	306	35	271	45	294	1164
3	45	45	341718,75	306	35	271	45	294	1164
2	45	45	341718,75	306	35	271	45	294	1164
1	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1760
RDC	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1760
S-Sol 1	50	50	520833,333	306	35	271	50	296	1760

TAB IV-1 : Rigidités linéaires 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}
charpente	40	40	213333,333	300	40	260	40	280	761,9
5	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,9
4	45	45	341718,75	306	40	266	45	289	1184
3	45	45	341718,75	306	40	266	45	289	1184
2	45	45	341718,75	306	40	266	45	289	1184
1	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1790
RDC	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1790
S-Sol 1	50	50	520833,333	306	40	266	50	291	1790

TAB IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm)	L_0	e_{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h_{poutre} (cm)	L_c (cm)	K_{poutre}
ET5 → Charpente	1	25	35	8,93E+04	170	40	130	35	147,5	6,06E+02
	2	25	35	8,93E+04	340	40	300	35	317,5	2,81E+02
	3	25	35	8,93E+04	405	40	365	35	382,5	2,34E+02
	4	25	35	8,93E+04	330	40	290	35	307,5	2,90E+02
	5	25	35	8,93E+04	335	40	295	35	312,5	2,86E+02
	6	25	35	8,93E+04	330	40	290	35	307,5	2,90E+02
	7	25	35	8,93E+04	405	40	365	35	382,5	2,34E+02
	8	25	35	8,93E+04	340	40	300	35	317,5	2,81E+02
	9	25	35	8,93E+04	170	40	130	35	147,5	6,06E+02
→ ET2 ET4	1	25	35	8,93E+04	170	45	125	35	142,5	6,27E+02
	2	25	35	8,93E+04	340	45	295	35	312,5	2,86E+02
	3	25	35	8,93E+04	405	45	360	35	377,5	2,37E+02
	4	25	35	8,93E+04	330	45	285	35	302,5	2,95E+02
	5	25	35	8,93E+04	335	45	290	35	307,5	2,90E+02
	6	25	35	8,93E+04	330	45	285	35	302,5	2,95E+02
	7	25	35	8,93E+04	405	45	360	35	377,5	2,37E+02
	8	25	35	8,93E+04	340	45	295	35	312,5	2,86E+02
	9	25	35	8,93E+04	170	45	125	35	142,5	6,27E+02
S-SOL → ET1	1	25	35	8,93E+04	170	50	120	35	137,5	6,50E+02
	2	25	35	8,93E+04	340	50	290	35	307,5	2,90E+02
	3	25	35	8,93E+04	405	50	355	35	372,5	2,40E+02
	4	25	35	8,93E+04	330	50	280	35	297,5	3,00E+02
	5	25	35	8,93E+04	335	50	285	35	302,5	2,95E+02
	6	25	35	8,93E+04	330	50	280	35	297,5	3,00E+02
	7	25	35	8,93E+04	405	50	355	35	372,5	2,40E+02
	8	25	35	8,93E+04	340	50	290	35	307,5	2,90E+02
	9	25	35	8,93E+04	170	50	120	35	137,5	6,50E+02

TAB IV-3 : Rigidités linéaires 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}
ET5 →Charpente	1	30	40	1,60E+05	370	40	330	40	350	4,57E+02
	2	30	40	1,60E+05	380	40	340	40	360	4,44E+02
	3	30	40	1,60E+05	470	40	430	40	450	3,56E+02
	4	30	40	1,60E+05	250	40	210	40	230	6,96E+02
ET2 → ET4	1	30	40	1,60E+05	370	45	325	40	345	4,64E+02
	2	30	40	1,60E+05	380	45	335	40	355	4,51E+02
	3	30	40	1,60E+05	470	45	425	40	445	3,60E+02
	4	30	40	1,60E+05	250	45	205	40	225	7,11E+02
S-SOL → ET1	1	30	40	1,60E+05	370	50	320	40	340	4,71E+02
	2	30	40	1,60E+05	380	50	330	40	350	4,57E+02
	3	30	40	1,60E+05	470	50	420	40	440	3,64E+02
	4	30	40	1,60E+05	250	50	200	40	220	7,27E+02

TAB IV-4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	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)
charpentée	(1-1)	605,58	1	748,54	0,80902	0,288	32164	285	1024	9014,383
	(2-2)	281,33	2	748,54	1,18486	0,372	32164	285	1323	
	(3-3)	233,52	3	748,54	0,68782	0,256	32164	285	910,2	
	(4-4)	290,48	4	748,54	0,70004	0,259	32164	285	922,2	
	(5-5)	285,83	5	748,54	0,76992	0,278	32164	285	988,7	
	(6-6)	290,48	6	748,54	0,76992	0,278	32164	285	988,7	
	(7-7)	233,52	7	748,54	0,70004	0,259	32164	285	922,2	
	(8-8)	281,33	8	748,54	0,68782	0,256	32164	285	910,2	
	(9-9)	605,58	9	748,54	0,80902	0,288	32164	285	1024	
ET 5	(1-1)	605,58	1	733,1	0,84054	0,296	32164	291	988,8	8660,522
	(2-2)	281,33	2	733,1	1,22736	0,38	32164	291	1271	
	(3-3)	233,52	3	733,1	0,70748	0,261	32164	291	873,1	
	(4-4)	290,48	4	733,1	0,72016	0,265	32164	291	884,6	
	(5-5)	285,83	5	733,1	0,79257	0,284	32164	291	948,3	
	(6-6)	290,48	6	733,1	0,79257	0,284	32164	291	948,3	
	(7-7)	233,52	7	733,1	0,72016	0,265	32164	291	884,6	
	(8-8)	281,33	8	733,1	0,70748	0,261	32164	291	873,1	
	(9-9)	605,58	9	733,1	0,84054	0,296	32164	291	988,8	
ET2 → ET4	(1-1)	626,83	1	1164,3	0,54817	0,215	32164	293,5	1122	9715,933
	(2-2)	285,83	2	1164,3	0,79566	0,285	32164	293,5	1485	
	(3-3)	236,62	3	1164,3	0,45209	0,184	32164	293,5	961,8	
	(4-4)	295,28	4	1164,3	0,46034	0,187	32164	293,5	976,1	
	(5-5)	290,48	5	1164,3	0,5073	0,202	32164	293,5	1055	
	(6-6)	295,28	6	1164,3	0,5073	0,202	32164	293,5	1055	
	(7-7)	236,62	7	1164,3	0,46034	0,187	32164	293,5	976,1	
	(8-8)	285,83	8	1164,3	0,45209	0,184	32164	293,5	961,8	
	(9-9)	626,83	9	1164,3	0,54817	0,215	32164	293,5	1122	
RDC → ET1	(1-1)	649,62	1	1759,6	0,26714	0,118	32164	296	913,4	9538,818
	(2-2)	290,48	2	1759,6	0,53428	0,211	32164	296	1634	
	(3-3)	239,79	3	1759,6	0,30137	0,131	32164	296	1015	
	(4-4)	300,25	4	1759,6	0,30691	0,133	32164	296	1031	
	(5-5)	295,28	5	1759,6	0,33845	0,145	32164	296	1122	
	(6-6)	300,25	6	1759,6	0,33845	0,145	32164	296	1122	
	(7-7)	239,79	7	1759,6	0,30691	0,133	32164	296	1031	
	(8-8)	290,48	8	1759,6	0,30137	0,131	32164	296	1015	
	(9-9)	649,62	9	1759,6	0,1846	0,084	32164	296	655	
S-SOL	(1-1)	649,62	1	1759,6	0,36919	0,5	32164	296	3876	34881,1
	(2-2)	290,48	2	1759,6	0,53428	0,5	32164	296	3876	
	(3-3)	239,79	3	1759,6	0,30137	0,5	32164	296	3876	
	(4-4)	300,25	4	1759,6	0,30691	0,5	32164	296	3876	
	(5-5)	295,28	5	1759,6	0,33845	0,5	32164	296	3876	
	(6-6)	300,25	6	1759,6	0,33845	0,5	32164	296	3876	
	(7-7)	239,79	7	1759,6	0,30691	0,5	32164	296	3876	
	(8-8)	290,48	8	1759,6	0,30137	0,5	32164	296	3876	
	(9-9)	649,62	9	1759,6	0,36919	0,5	32164	296	3876	

TAB IV-5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	K_{poutre} (cm^3)	Poteaux	K_{poteau} (cm^3)	\bar{K}	α_j^i	E (MPa)	h_c (cm^3)	r_j^i (N/m)	R_x^j (N/m)
ET5 → charpente	(A-A)	457,14	1	761,9	0,60	0,231	32164	280	865,6	4726,889
	(B-B)	444,44	2	761,9	1,18	0,372	32164	280	1394	
	(C-C)	355,56	3	761,9	1,05	0,344	32164	280	1291	
	(D-D)	695,65	4	761,9	0,91	0,313	32164	280	1176	
ET2 → ET4	(A-A)	457,14	1	745,92	0,62	0,236	32164	286	830,1	4523,44
	(B-B)	444,44	2	745,92	1,22	0,378	32164	286	1332	
	(C-C)	355,56	3	745,92	1,08	0,351	32164	286	1234	
	(D-D)	695,65	4	745,92	0,94	0,32	32164	286	1128	
RDC → ET1	(A-A)	463,77	1	1184,5	0,39	0,165	32164	288,5	904,8	5128,389
	(B-B)	450,70	2	1184,5	0,78	0,28	32164	288,5	1538	
	(C-C)	359,55	3	1184,5	0,69	0,256	32164	288,5	1407	
	(D-D)	711,11	4	1184,5	0,61	0,233	32164	288,5	1279	
S-SOL	(A-A)	470,59	1	1789,8	0,26	0,116	32164	291	947,8	5526,125
	(B-B)	457,14	2	1789,8	0,52	0,206	32164	291	1679	
	(C-C)	363,64	3	1789,8	0,46	0,187	32164	291	1522	
	(D-D)	727,27	4	1789,8	0,41	0,169	32164	291	1378	

TAB IV-6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Caractéristique géométrique des voiles :

Les force sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structure sur les quelles agissant elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façons notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

Rigidités des refends (voiles) :

Calcul des inerties des voiles :

Les voiles longitudinaux (x-x) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

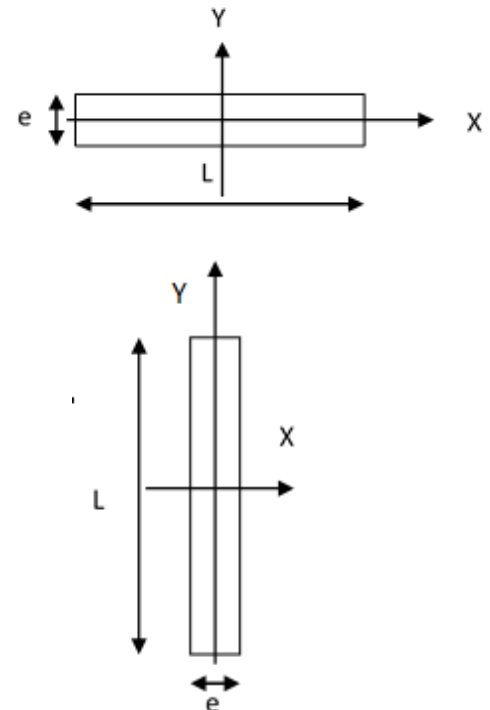
Les voiles transversaux (y-y) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12E_i I_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_y^j = \frac{12E_i I_x}{h^3}$



Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I _y (cm ⁴)	E (MPa)	h _e (cm)	r _y ^j (N/m)	R _x ^j = ∑ r _y ^j
ET5	VL1	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	2,55E+05
	VL2	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	
	VL3	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	
	VL4	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	
	VL5	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	
	VL6	20	100	1666666,67	3,22E+04	306	2,25E+04	
	VL7	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL8	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL9	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL10	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
ET2 → ET4	VL1	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	4,39E+06 2,93E+05
	VL2	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	
	VL3	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	
	VL4	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	
	VL5	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	
	VL6	20	105	1929375	3,22E+04	306	2,60E+04	
	VL7	20	115	2534791,67	3,22E+04	306	3,42E+04	
	VL8	20	115	2534791,67	3,22E+04	306	3,42E+04	
	VL9	20	115	2534791,67	3,22E+04	306	3,42E+04	
	VL10	20	115	2534791,67	3,22E+04	306	3,42E+04	
S- SOL → ET1	VL1	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	3,35E+05
	VL2	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL3	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL4	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL5	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL6	20	110	2218333,33	3,22E+04	306	2,99E+04	
	VL7	20	120	2880000	3,22E+04	306	3,88E+04	
	VL8	20	120	2880000	3,22E+04	306	3,88E+04	
	VL9	20	120	2880000	3,22E+04	306	3,88E+04	
	VL10	20	120	2880000	3,22E+04	306	3,88E+04	

TAB IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I_x (cm ⁴)	E (MPa)	h_e (cm)	r_x^j (N/m)	$R_x^j = \sum r_x^j$
ET5	VT1	20	230	20278333,3	32164,2	306	2,73E+05	1,25E+06
	VT2	20	230	20278333,3	32164,2	306	2,73E+05	
	VT3	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	
	VT4	20	250	26041666,7	32164,2	306	3,51E+05	
ET2 → ET4	VT1	25	235	27037239,6	32164,2	459	1,08E+05	4,92E+05
	VT2	25	235	27037239,6	32164,2	459	1,08E+05	
	VT3	25	255	34544531,3	32164,2	459	1,38E+05	
	VT4	25	255	34544531,3	32164,2	459	1,38E+05	
S-SOL → ET1	VT1	20	240	23040000	32164,2	306	3,10E+05	1,41E+06
	VT2	20	240	23040000	32164,2	306	3,10E+05	
	VT3	20	260	29293333,3	32164,2	306	3,95E+05	
	VT4	20	260	29293333,3	32164,2	306	3,95E+05	

TAB IV-8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

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
Charpente	9,01E+03	4,73E+03	0,00E+00	0,00E+00	9,01E+03	4,73E+03
ET5	8,66E+03	4,52E+03	2,55E+05	1,25E+06	2,63E+05	1,25E+06
ET2 → ET4	9,72E+03	5,13E+03	2,93E+05	4,92E+05	3,03E+05	4,97E+05
RDC → ET1	9,54E+03	5,53E+03	3,35E+05	1,41E+06	3,44E+05	1,42E+06
S-SOL	3,49E+04	1,63E+04	3,35E+05	1,41E+06	3,70E+05	1,43E+06

TAB IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4 , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n.

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

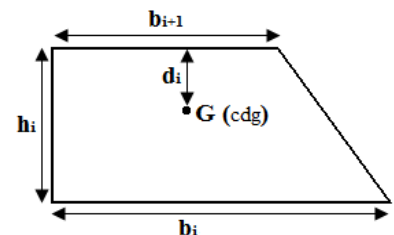


Figure IV-2 : trapèze de calcul

Diagramme des moments des aires

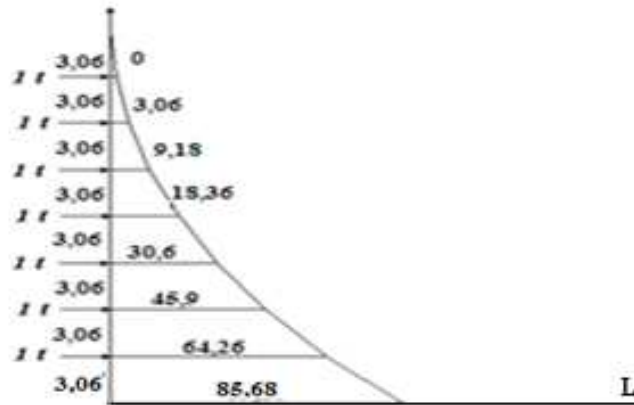


Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « Si » et la position de centre de gravité « di » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	b_{i+1}	b_i	h_e	d_i	S_i
CH	0	3,06	3,06	2,04	4,6818
ET5	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272
ET4	9,18	18,36	3,06	1,7	42,1362
ET3	18,36	30,6	3,06	1,6575	74,9088
ET2	30,6	45,9	3,06	1,632	117,045
ET1	45,9	64,26	3,06	1,615	168,5448
RDC	64,26	85,68	3,06	1,6028571	229,4082
S-SOL	85,68	110,67	3,06	1,5949091	300,4155

TAB IV-10 : section des aires et position du CDG.

Calcul de la flèche :

$$f_{S-sol} = \frac{300,41 * 1,59}{EI} = \frac{479,135}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{846,84}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1119,04}{EI} \quad f_2 = \frac{1310,06}{EI} \quad f_3 = \frac{1434,22}{EI}$$

$$f_4 = \frac{1505,85}{EI} \quad f_5 = \frac{1539,28}{EI} \quad f_{CH} = \frac{1548,83}{EI}$$

Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$

- Pour les poteaux encastés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4}	$\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4}	$E\theta_n$ (t/m^2)	$E\psi_n$ (t/m^2)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
CH	(1-1)	V	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03	1,12E+04	1,55E+03	1,40E-01	1,26E+00
	(2-2)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(3-3)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(4-4)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(5-5)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(6-6)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(7-7)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(8-8)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
	(9-9)	3	3	0	74,85380117	3,11E+02	4,02E+00	4,15E+01	1,24E+03		1,55E+03	1,40E-01	
5	(1-1)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03	2,34E+04	1,54E+03	6,68E-02	6,01E-01
	(2-2)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(3-3)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(4-4)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(5-5)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(6-6)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(7-7)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(8-8)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
	(9-9)	3,06	6,06	3	73,31042383	3,11E+02	1,21E+01	8,49E+01	2,60E+03		1,54E+03	6,68E-02	
4	(1-1)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03	2,46E+04	1,51E+03	6,21E-02	5,59E-01
	(2-2)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(3-3)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(4-4)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(5-5)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(6-6)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(7-7)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(8-8)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
	(9-9)	3,06	9,12	6,06	116,4288756	3,18E+02	1,99E+01	8,92E+01	2,73E+03		1,51E+03	6,21E-02	
3	(1-1)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03	3,28E+04	1,43E+03	4,43E-02	3,99E-01
	(2-2)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(3-3)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(4-4)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(5-5)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(6-6)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(7-7)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(8-8)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	
	(9-9)	3,06	12,18	9,12	116,4288756	3,18E+02	2,79E+01	1,19E+02	3,64E+03		1,43E+03	4,43E-02	

2	(1-1)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03	4,09E+04	1,31E+03	3,24E-02	2,92E-01
	(2-2)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(3-3)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(4-4)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(5-5)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(6-6)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(7-7)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(8-8)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
	(9-9)	3,06	15,24	12,18	116,4288756	3,18E+02	3,59E+01	1,49E+02	4,54E+03		1,31E+03	3,24E-02	
1	(1-1)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03	3,68E+04	1,12E+03	3,08E-02	2,77E-01
	(2-2)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(3-3)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(4-4)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(5-5)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(6-6)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(7-7)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(8-8)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
	(9-9)	3,06	18,3	15,24	175,9572072	3,26E+02	4,29E+01	1,34E+02	4,09E+03		1,12E+03	3,08E-02	
RDC	(1-1)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03	4,26E+04	8,47E+02	2,01E-02	1,81E-01
	(2-2)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(3-3)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(4-4)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(5-5)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(6-6)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(7-7)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(8-8)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
	(9-9)	3,06	21,36	18,3	175,9572072	3,26E+02	5,08E+01	1,55E+02	4,73E+03		8,47E+02	2,01E-02	
SS	(1-1)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03	3,97E+04	4,79E+02	1,22E-02	1,10E-01
	(2-2)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(3-3)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(4-4)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(5-5)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(6-6)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,41E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(7-7)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,42E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(8-8)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,42E+03		4,79E+02	1,22E-02	
	(9-9)	3,06	24,48	21,36	175,9572072	3,26E+02	5,61E+01	1,44E+02	4,42E+03		4,79E+02	1,22E-02	

TAB IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).

Niveaux	Portique	h_e (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ (m ³) 10 ⁻⁴	$\sum K_{pout}$ (m ³) 10 ⁻⁴	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (KN/m)	$D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m)	EIf (KN.m ³)	I (m ⁴)	$\sum I$ (m ⁴)
CH	(A-A)	3	3	0	76,19047619	1,95E+03	6,40E-01	3,41E+01	1,02E+03	4,09E+03	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3	3	0	76,19047619	1,95E+03	6,40E-01	3,41E+01	1,02E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3	3	0	76,19047619	1,95E+03	6,40E-01	3,41E+01	1,02E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3	3	0	76,19047619	1,95E+03	6,40E-01	3,41E+01	1,02E+03		24418,0249	0,0292804	
ET5	(A-A)	3,06	6,06	3	74,59207459	1,95E+03	1,93E+00	7,03E+01	2,15E+03	8,60E+03	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	6,06	3	74,59207459	1,95E+03	1,93E+00	7,03E+01	2,15E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	6,06	3	74,59207459	1,95E+03	1,93E+00	7,03E+01	2,15E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	6,06	3	74,59207459	1,95E+03	1,93E+00	7,03E+01	2,15E+03		24418,0249	0,0292804	
ET4	(A-A)	3,06	9,12	6,06	118,4467071	1,99E+03	3,19E+00	6,80E+01	2,08E+03	1,04E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	9,12	6,06	118,4467071	1,99E+03	3,19E+00	6,80E+01	2,08E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	9,12	6,06	118,4467071	1,99E+03	3,19E+00	6,80E+01	2,08E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	9,12	6,06	118,4467071	1,99E+03	3,19E+00	6,80E+01	2,08E+03		24418,0249	0,0292804	
ET3	(A-A)	3,06	9,12	6,06	118,4467071	1,99E+03	3,19E+00	6,80E+01	2,08E+03	1,39E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	12,18	9,12	118,4467071	1,99E+03	4,47E+00	9,08E+01	2,78E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	12,18	9,12	118,4467071	1,99E+03	4,47E+00	9,08E+01	2,78E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	12,18	9,12	118,4467071	1,99E+03	4,47E+00	9,08E+01	2,78E+03		24418,0249	0,0292804	
ET2	(A-A)	3,06	12,18	9,12	118,4467071	1,99E+03	4,47E+00	9,08E+01	2,78E+03	1,74E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	12,18	9,12	118,4467071	1,99E+03	4,47E+00	9,08E+01	2,78E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	15,24	12,18	118,4467071	1,99E+03	5,76E+00	1,14E+02	3,47E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	15,24	12,18	118,4467071	1,99E+03	5,76E+00	1,14E+02	3,47E+03		24418,0249	0,0292804	
ET1	(A-A)	3,06	15,24	12,18	118,4467071	1,99E+03	5,76E+00	1,14E+02	3,47E+03	1,42E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	15,24	12,18	118,4467071	1,99E+03	5,76E+00	1,14E+02	3,47E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	15,24	12,18	118,4467071	1,99E+03	5,76E+00	1,14E+02	3,47E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	18,3	15,24	178,9805269	2,02E+03	6,92E+00	9,28E+01	2,84E+03		24418,0249	0,0292804	
RDC	(A-A)	3,06	18,3	15,24	178,9805269	2,02E+03	6,92E+00	9,28E+01	2,84E+03	1,66E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	18,3	15,24	178,9805269	2,02E+03	6,92E+00	9,28E+01	2,84E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	18,3	15,24	178,9805269	2,02E+03	6,92E+00	9,28E+01	2,84E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	18,3	15,24	178,9805269	2,02E+03	6,92E+00	9,28E+01	2,84E+03		24418,0249	0,0292804	
S-SOL	(A-A)	3,06	21,36	18,3	178,9805269	2,02E+03	8,19E+00	1,08E+02	3,31E+03	1,82E+04	24418,0249	0,0292804	2,05E-01
	(B-B)	3,06	21,36	18,3	178,9805269	2,02E+03	8,19E+00	1,08E+02	3,31E+03		24418,0249	0,0292804	
	(C-C)	3,06	21,36	18,3	178,9805269	2,02E+03	8,19E+00	1,08E+02	3,31E+03		24418,0249	0,0292804	
	(D-D)	3,06	21,36	18,3	178,9805269	2,02E+03	8,19E+00	1,08E+02	3,31E+03		24418,0249	0,0292804	

TAB IV-12 :Inerties fictives des portiques dans le sens transversales (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivants :

Niv Sens	S-SOL	RDC	ET1	ET2	ET3	ET4	ET5	CH	Inertie Moyenne
X-X	1,2624	0,6008	0,5588	0,3985	0,2919	0,2769	0,1810	0,1102	0,4600828
Y-Y	0,5611	0,2670	0,3104	0,2214	0,1622	0,1539	0,1006	0,0612	0,22972356

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,460	70%
Voiles	0,198	30
Voiles + Portiques	0,658	100%

Sens Y-Y :

	Inerties (m ⁴)	Pourcentage %
Portiques	0,22972356	20 %
Voiles	0,970163281	80 %
Voiles + Portiques	1,200	100 %

TAB IV-13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) (Y-Y).

Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des voiles dépasse les 20 % (tel que prévu par le RPA article 3.4.2) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **une structure contreventée par voile** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=3,5$ (tableau 4.3 RPA 99 Version 2003)

CHAPITRE V :
Modélisation et vérification

V. Modélisation de la structure :

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

V.1. Description De L'ETABS:

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

V.2.Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

V.3.1. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après l'article 4.1.2 du RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS 9.6.0).

V.3.2.principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul.ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure .

V.3.3.La modélisation :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

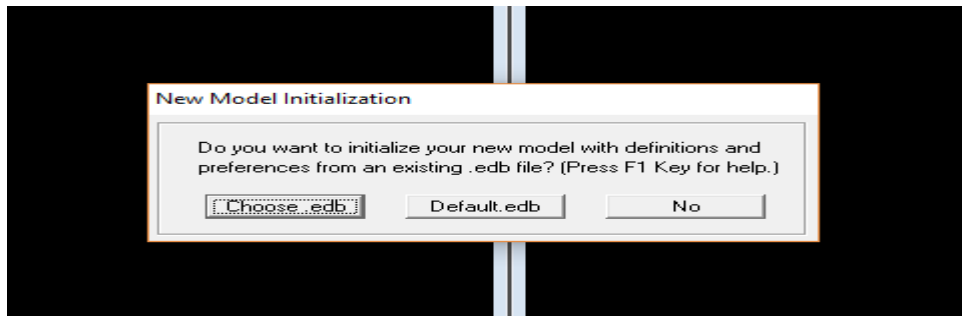
a- Choix d'unité :

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne **kN.m** comme unité de base pour les forces et déplacement.

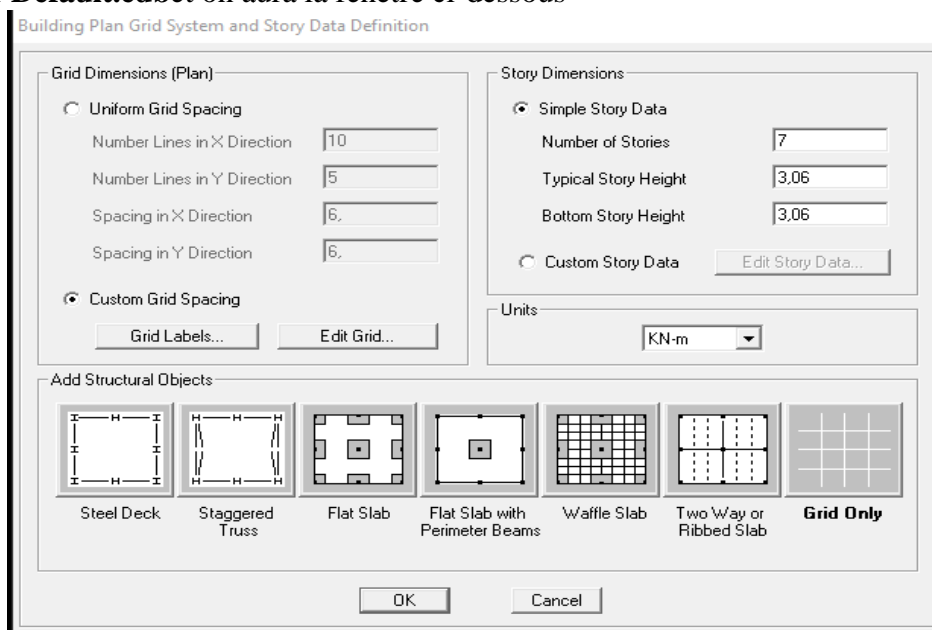


b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File → New model



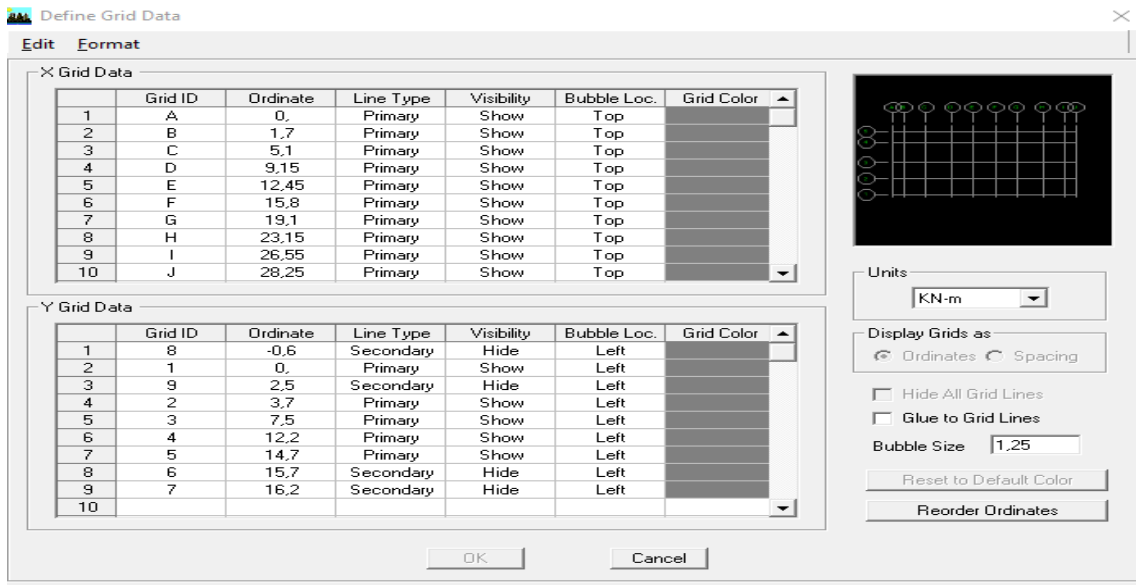
On clique sur **Default.edb** on aura la fenêtre ci-dessous



Cette option nous permet d'introduire le nombre de portiques suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

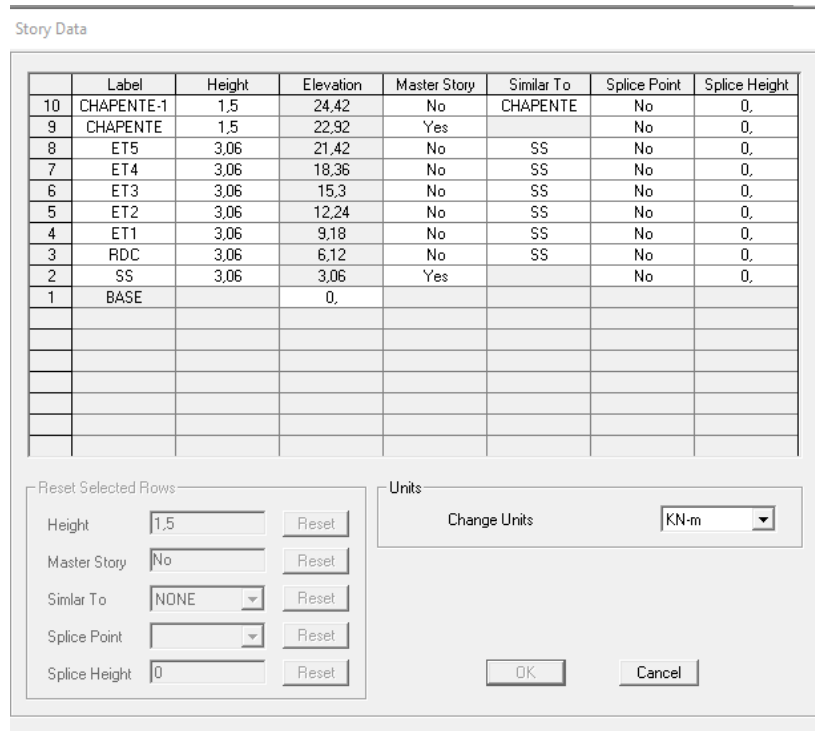
- Le nombre des lignes dans la direction X → **(Numberlines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y → **(Numberlines in Y direction)**
- Hauteur d'étage → **(story High)**
- Longueur de travée dans le sens de X → **(Spacing in X direction)** (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y → **(Spacing in Y direction)** (Entre axes)
- Le nombre d'étage → **(Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant → **(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC) **(bottom story hight)**

Cliquons sur la case **Custom GridSpacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ;



- On coche la case Spacing
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

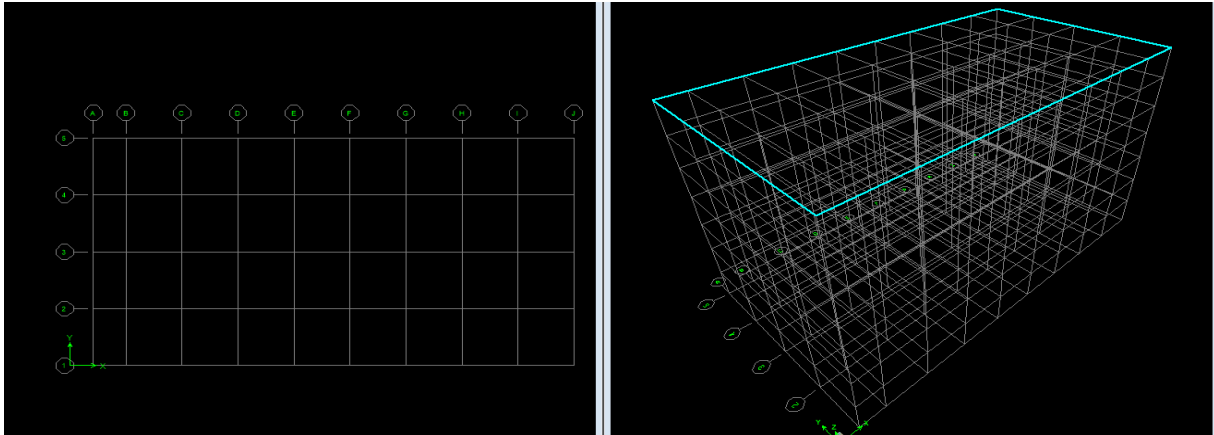
Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



NB :


Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



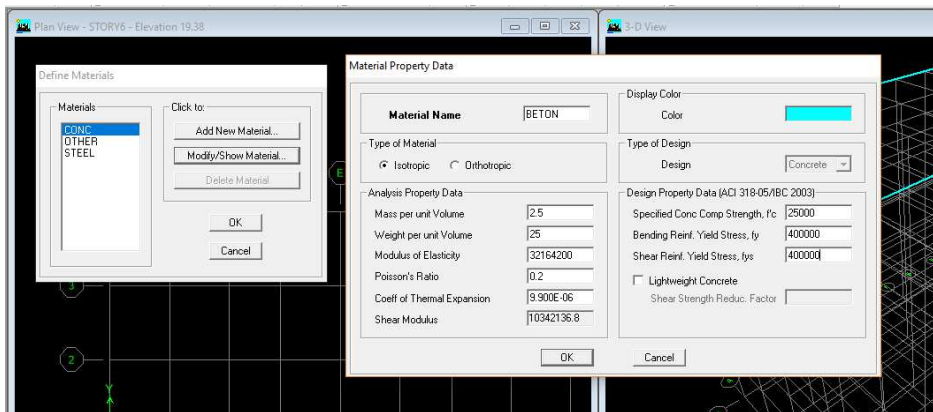
C- Matériau :

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

DefineMaterialproperty (ou bien On clique sur )

On sélectionne le matériau **CONC**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure ci-dessous.

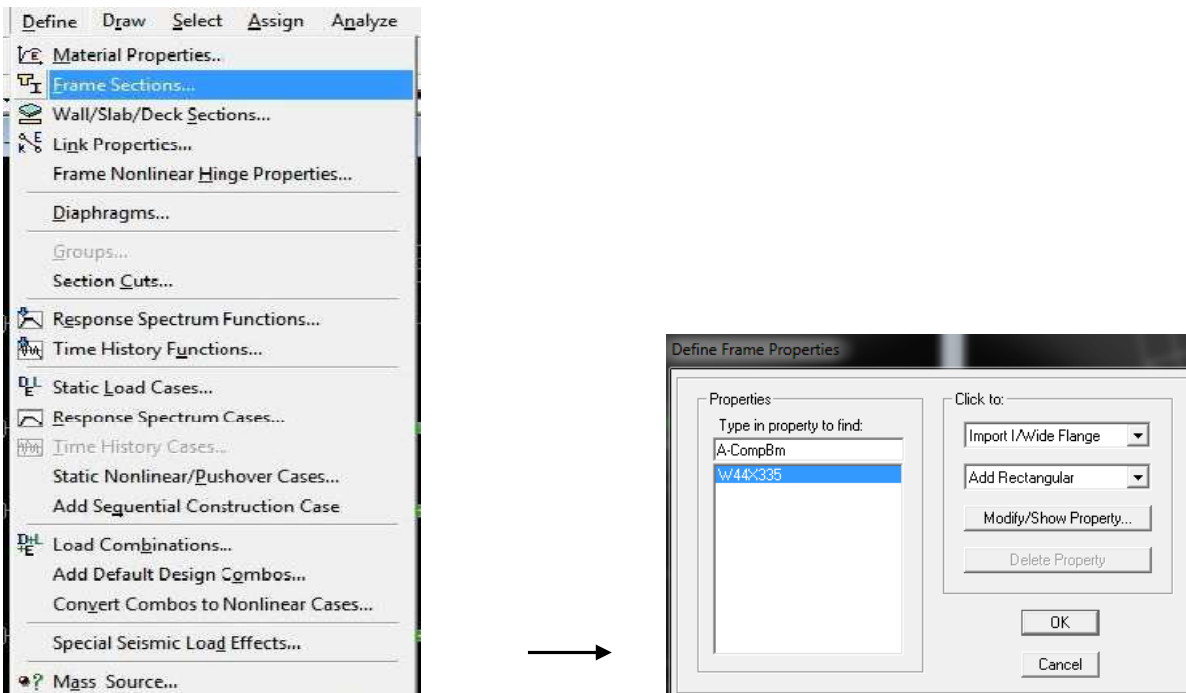


Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = $2,5\text{kN}/\text{m}^3$
- 2- Poids volumique du béton = $25\text{kN}/\text{m}^3$
- 3- Module d'élasticité du béton = $32164200 \text{ kN}/ \text{m}^3$
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

D- Définition des sections :

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tout ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **AddRectangular**

Les poteaux :

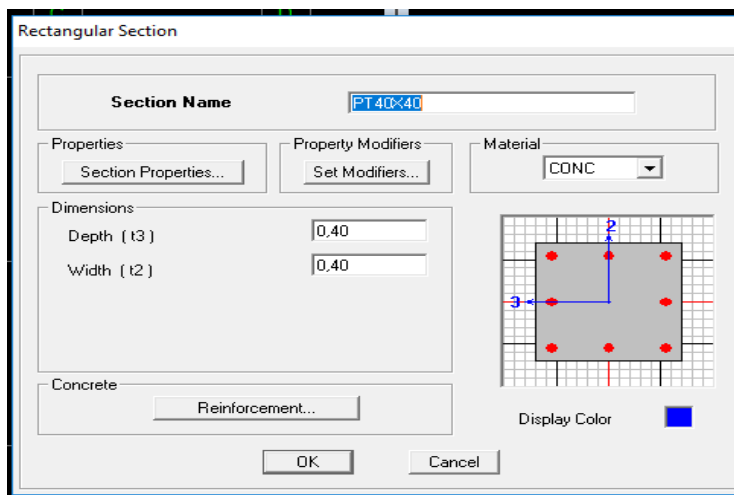
La boîte de dialogue ci-dessous nous permet de :

- définir la géométrie de la section :
- Nom de la section : **Section Name**
- Matériel : béton

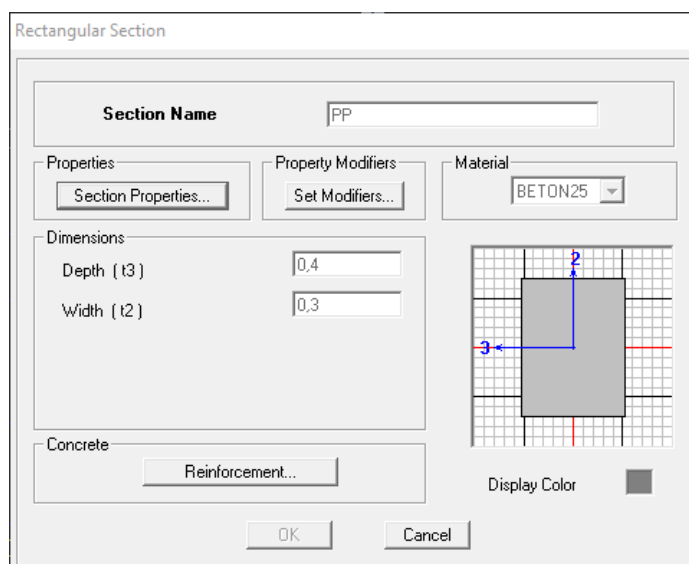
UN type :(0,45×0,45)

Hauteur :Depth : 0,45

Largeur: width: 0,45

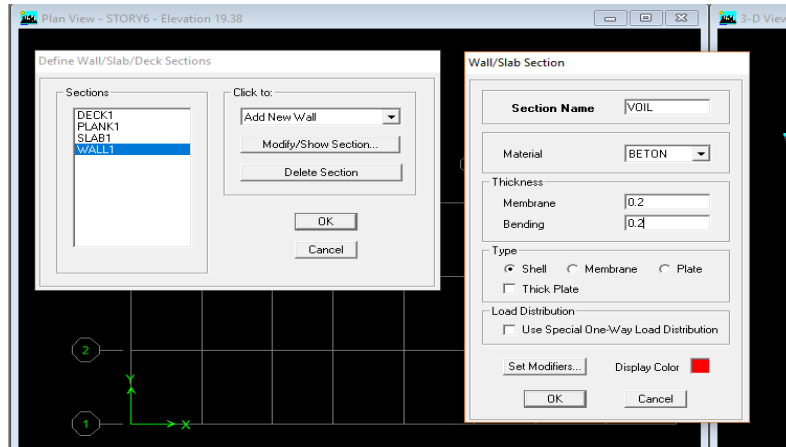


Les poutres :



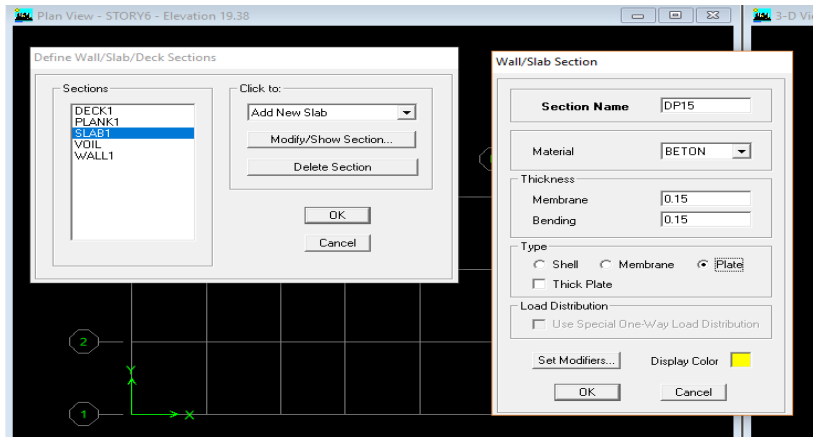
Les éléments plaques :

- a. Voiles : On choisit le menu **Define wall/slab/ deck sections** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .



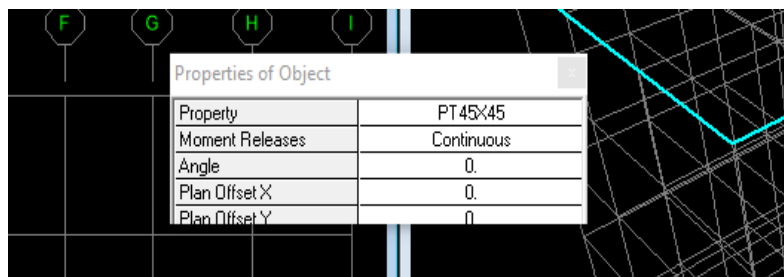
b. Dalles pleines: Define wall/ slab/ deck sections


on clique sur Add new slab et on spécifie le nom et l'épaisseur .

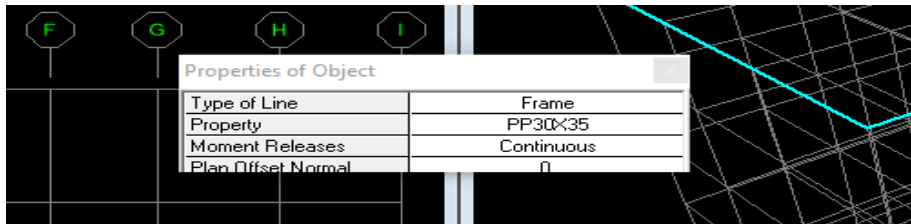



c. Affectation des sections aux éléments des portiques :

- Pour les poteaux : on clique sur :

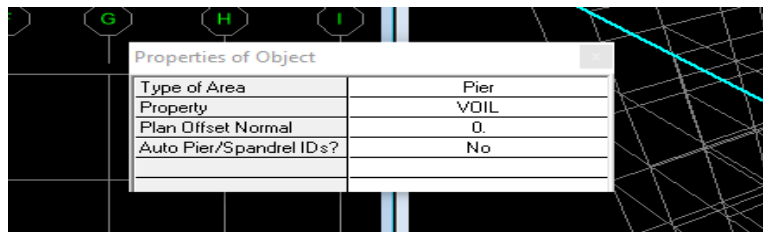


- Pour les poutres : on clique sur 

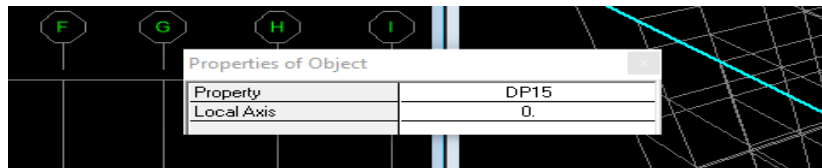


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils : 

- Pour définir les voiles : on clique sur 



- Pour définir les dalles pleines : on clique sur 



Ensuite on clique à l'intérieur du vide de la grille Pour ajouter les dalles pleines.

d. L'encastrement :

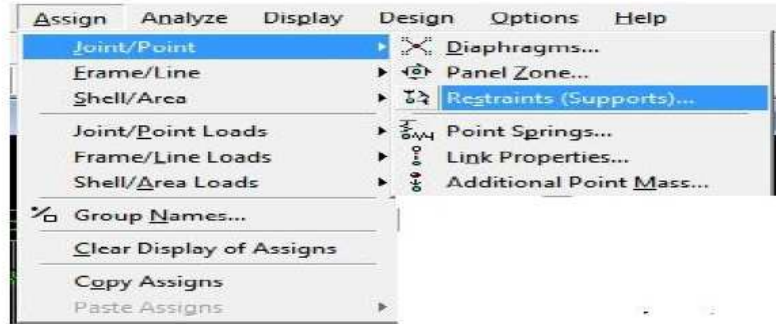
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis)

Pour la structure à modéliser.

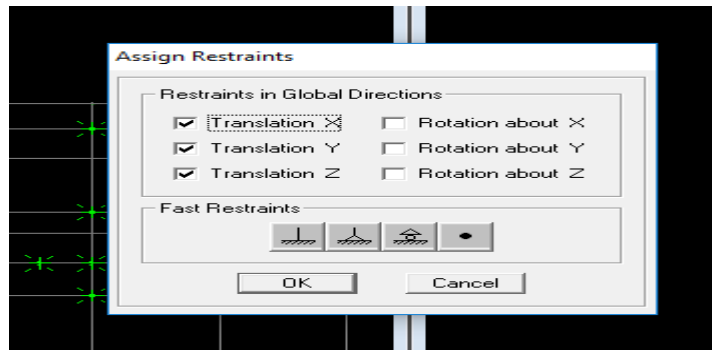
Appuis :

On doit encasturer les nœuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces nœuds (comme le montre la figure ci-dessous) :

Puis :



La fenêtre suivante s'affiche :



On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

e. introduction du spectre de réponse :

f. Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone :IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **RPA 2003**)

Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Remplissage :Dense(Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

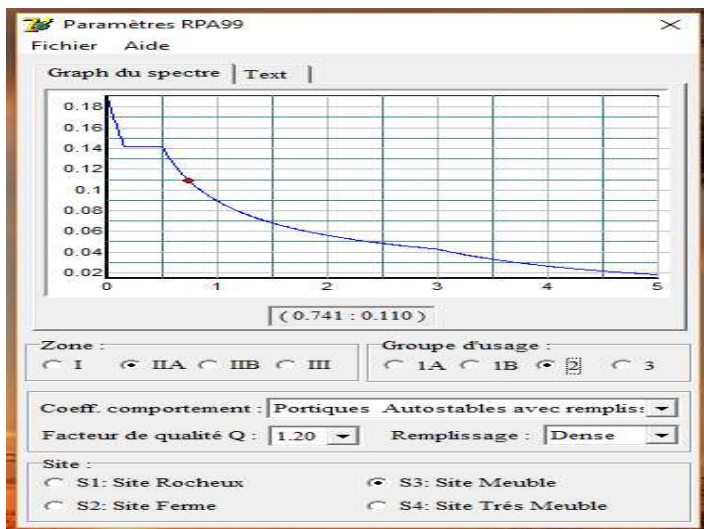
Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma Pq \rightarrow Q=1$

✓ Amortissement : 8,5 %

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :

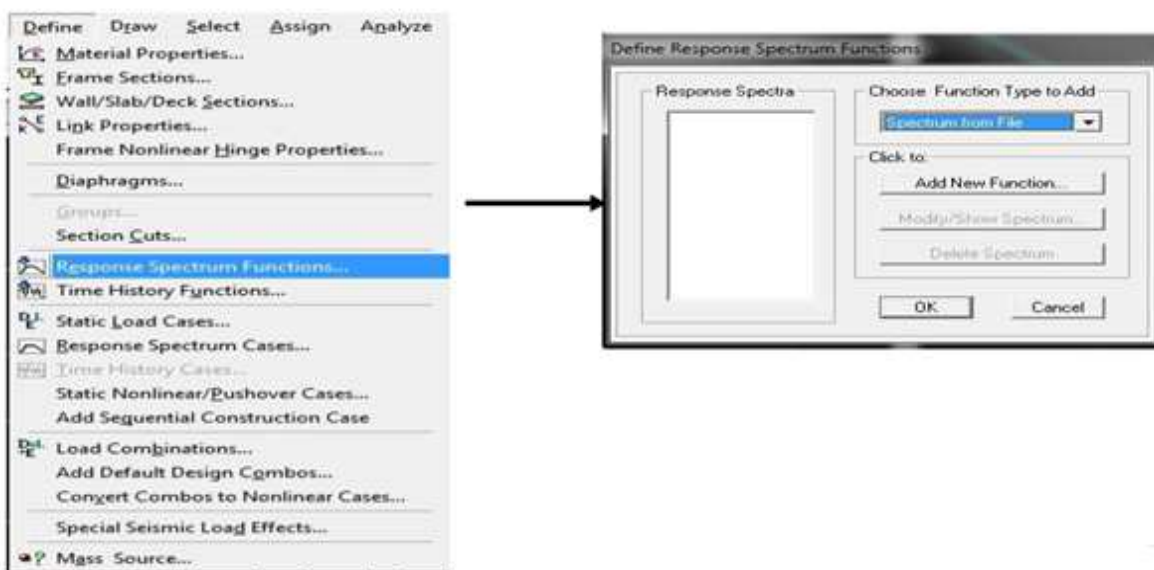


Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA :

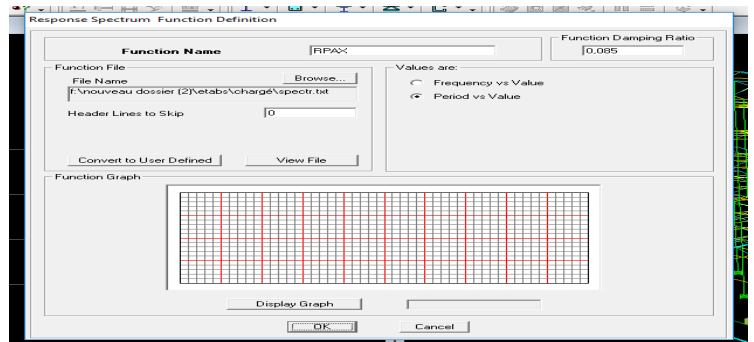
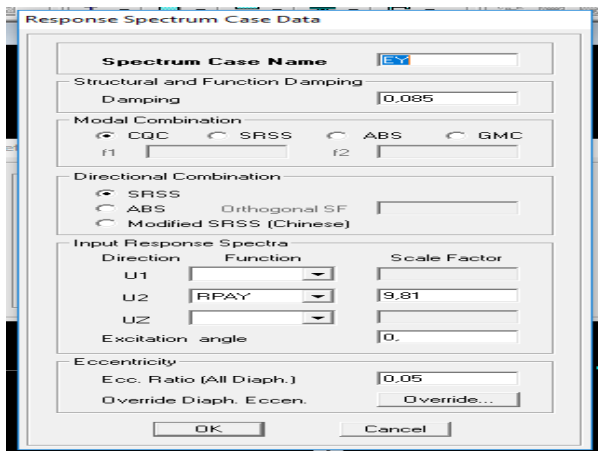


Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

- Pour charger la structure avec le spectre :

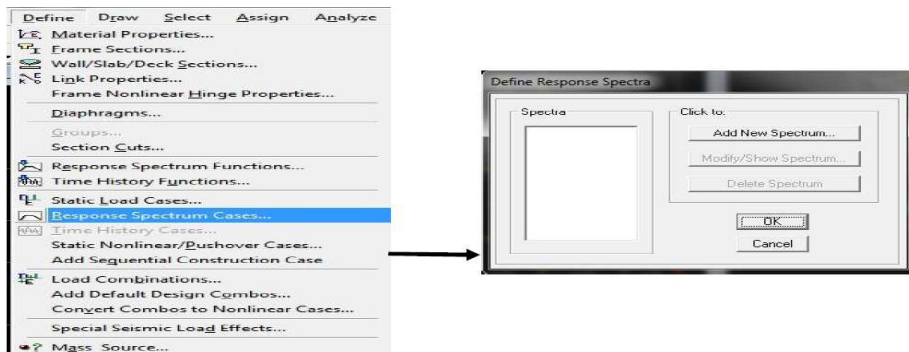


Dans la fenêtre ci-dessous, on donne le nom **RPAX**, on coche **Périod vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

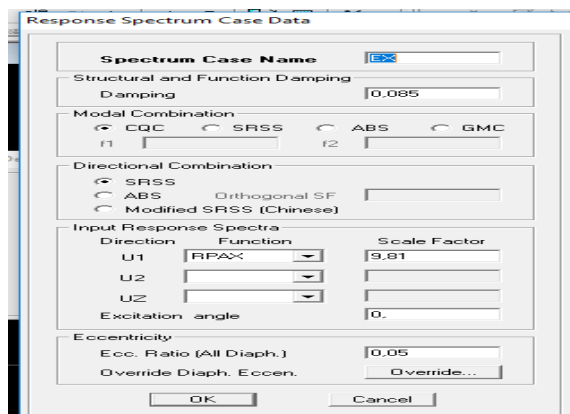


Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme).

On clique sur **DefineResponseSpectrumCases** **Add NewSpectrum**



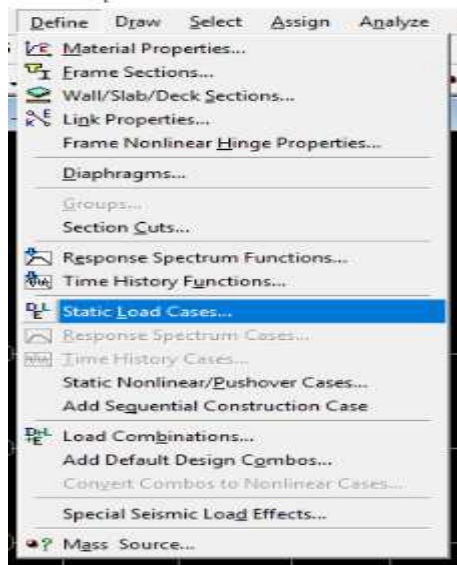
Dans les fenêtres ci-dessous on introduit les chargements sismiques (**EX et EY**) :



g. Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

• Attribution des charges :

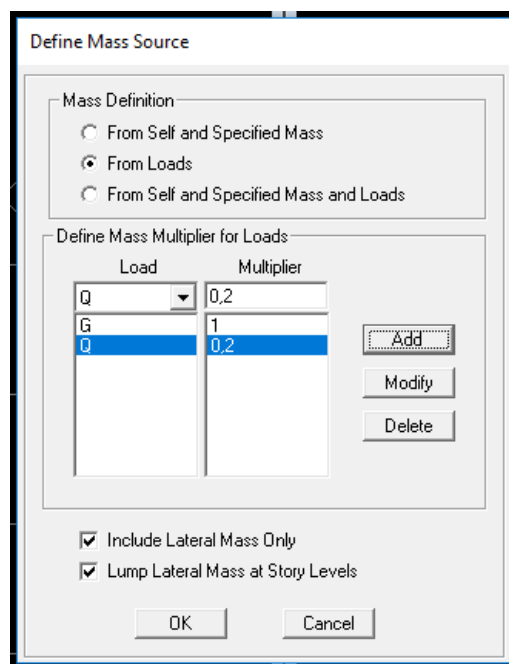
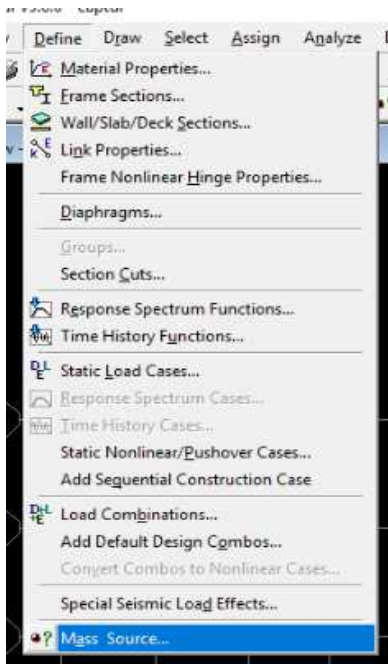


On donne le nom et le type de la charge : **G** la charge permanent, **Q** la charge d’exploitation

Avec: $G = DEAD = 1$; $Q = LIVE = 0$.

• introduction de la Mass-Source :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**



On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) =>**Add**

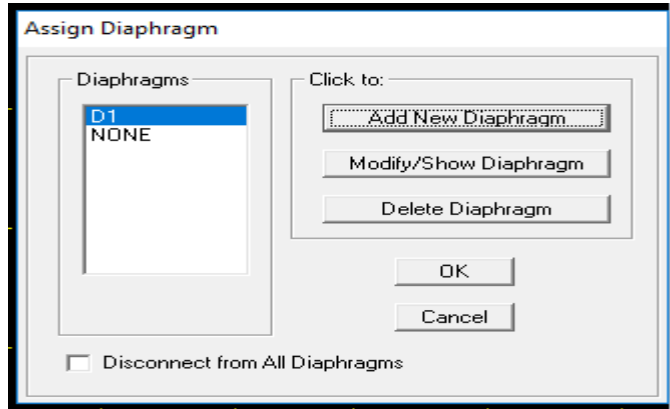
On introduit la valeur de β pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas $\beta = 0.2$) =>**Add: OK**

• **Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :**

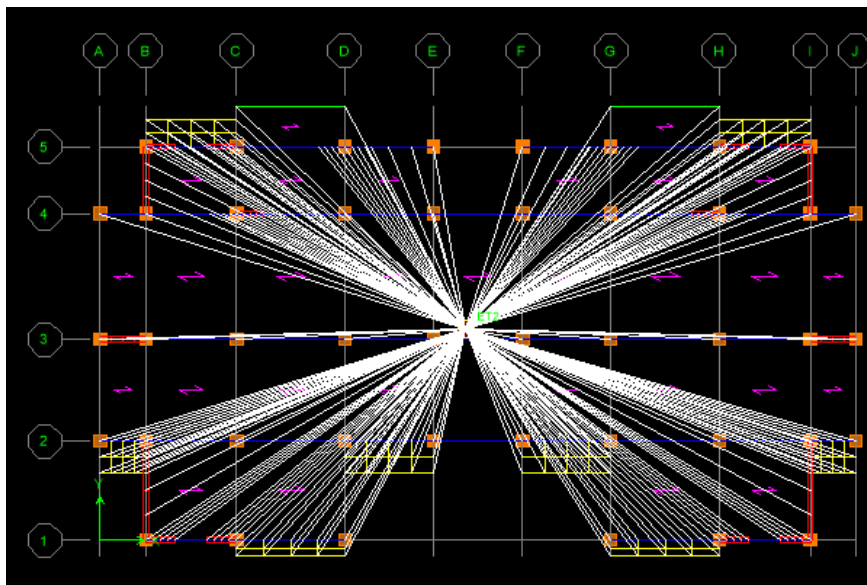
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign Joint point Diaphragm Add New Diaphragm ➔

La fenêtre suivante s'affiche :



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** clique sur **OK** pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

h. Les combinaisons des charges :

• Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

➤ Les combinaisons du BAEL :

- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$

- Etat limite de service : $G + Q$

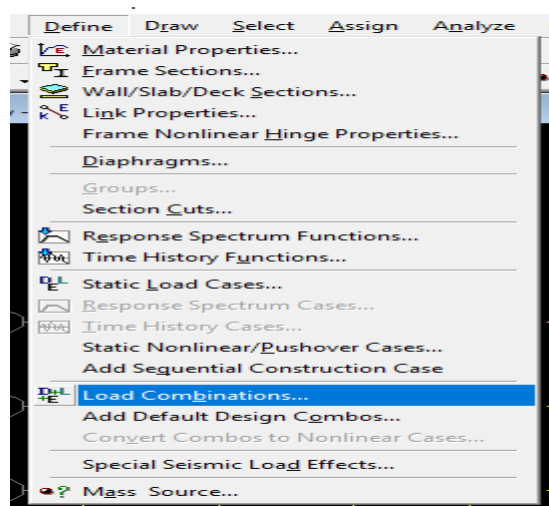
➤ Les combinaisons de l'RPA:

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

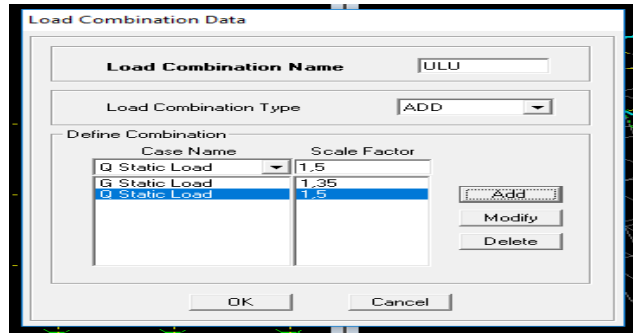
:DefineLoad Combination



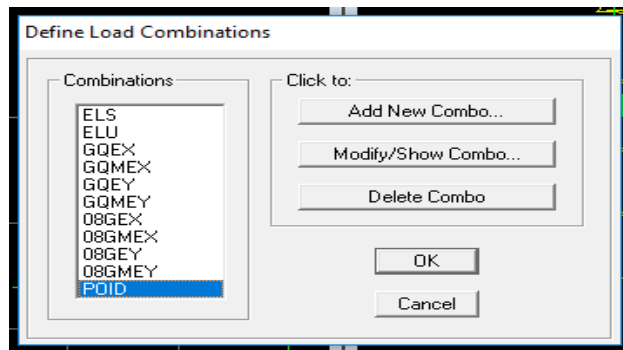
Dans la boîte de dialogue qui apparaît ci-dessous après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G + 1.5Q$):

- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**



- Valider avec **OK**. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail, et à la fin on aura la fenêtre suivante qui s'affiche :



Valider avec **OK**.

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant:

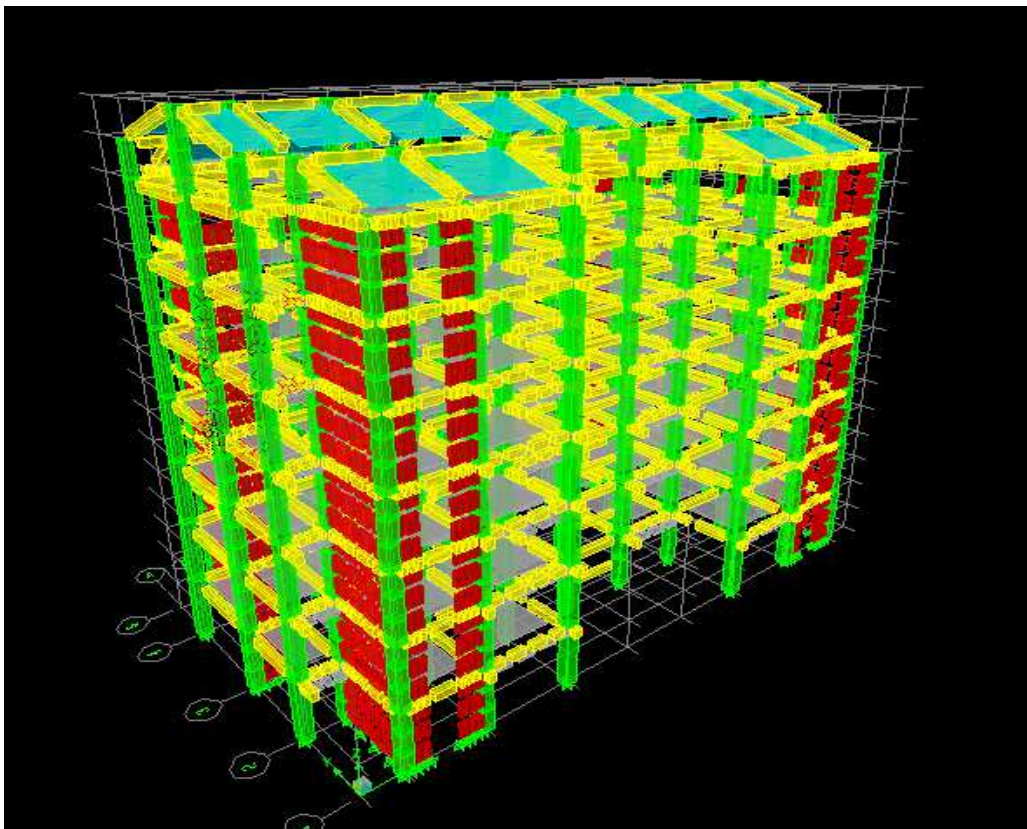


Figure IV. 1: géométrie de base de la structure (vue en 3D)

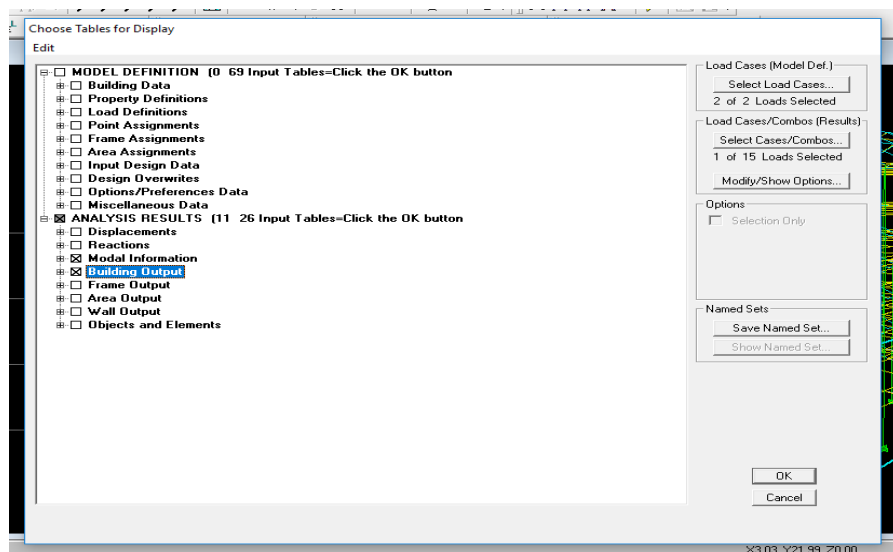
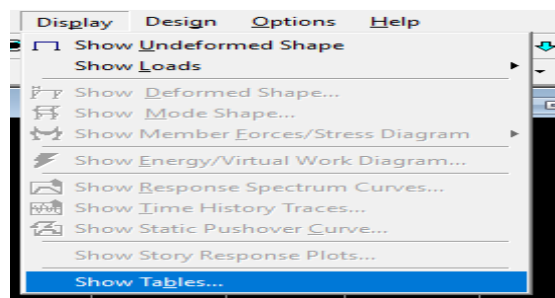
V.4. Vérification des exigences du RPA :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de Faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante
- Estimation de la période fondamentale.
- Pourcentage de masse participante
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification du coefficient de comportement R.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

Visualisation des résultats :

Vérification de la période : Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :**Display Show Tables** →



- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**- Valider avec **OK**.

Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme la montre la figure ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX	SumRY
1	0,570171	74,6466	0,0000	74,6466	0,0000	0,0000	99,3512
2	0,471509	0,0000	71,0084	74,6466	71,0084	98,8938	99,3512
3	0,353105	0,1717	0,0000	74,8183	71,0084	98,8938	99,5519
4	0,164896	13,7291	0,0000	88,5473	71,0084	98,8938	99,6277
5	0,115232	0,0000	18,3438	88,5473	89,3522	99,6727	99,6277
6	0,089249	0,0305	0,0000	88,5778	89,3522	99,6727	99,6280
7	0,082979	4,6549	0,0000	93,2327	89,3522	99,6727	99,9283
8	0,061756	1,7320	0,0000	94,9648	89,3522	99,6727	99,9452
9	0,052999	0,0000	6,1683	94,9648	95,5205	99,9344	99,9452
10	0,044826	2,4147	0,0000	97,3795	95,5205	99,9344	99,9738
11	0,041594	0,0069	0,0000	97,3864	95,5205	99,9344	99,9739
12	0,033607	0,0000	2,5749	97,3864	98,0953	99,9448	99,9739
13	0,031978	1,4807	0,0000	98,8670	98,0953	99,9448	99,9917
14	0,026688	0,0005	0,0000	98,8676	98,0953	99,9448	99,9917
15	0,025105	0,7385	0,0000	99,6060	98,0953	99,9448	99,9963
16	0,025076	0,0000	1,1613	99,6060	99,2567	99,9676	99,9963
17	0,022328	0,1175	0,0000	99,7235	99,2567	99,9676	99,9983
18	0,021377	0,2713	0,0000	99,9948	99,2567	99,9676	100,0000

➤ **Estimation de la période fondamentale [Art4. 2. 4] du RPA99mod2003:**

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T_{emp} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_T (h_n)^{3/4} \right\} T_{emp} = 0,549 \text{ s}$$

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

D'après le tableau 4.6 du RPA **C_T = 0,05**

D : est la dimension du bâtiment mesurée à ça base dans la direction du calcul considérée.

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : **T_{LOG} < T_{RPA}**

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (

$$T_{RPA} = 0,549 \times 1.3 = 0,714 \text{ .}$$

Du logiciel ETABS on tire T_{LOG} : $T_{LOG}=0,570$ s

➤ **Comparaison des résultats :**

$T_{LOG} = 0,570S < T_{RPA} = 0,714S$Condition vérifiée.

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).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,570171	74,6466	0	74,6466	0	0
2	0,471509	0	71,0084	74,6466	71,0084	0
3	0,353105	0,1717	0	74,8183	71,0084	0
4	0,164896	13,7291	0	88,5473	71,0084	0
5	0,115232	0	18,3438	88,5473	89,3522	0
6	0,089249	0,0305	0	88,5778	89,3522	0
7	0,082979	4,6549	0	93,2327	89,3522	0
8	0,061756	1,732	0	94,9648	89,3522	0
9	0,052999	0	6,1683	94,9648	95,5205	0
10	0,044826	2,4147	0	97,3795	95,5205	0

Tableau V.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modal

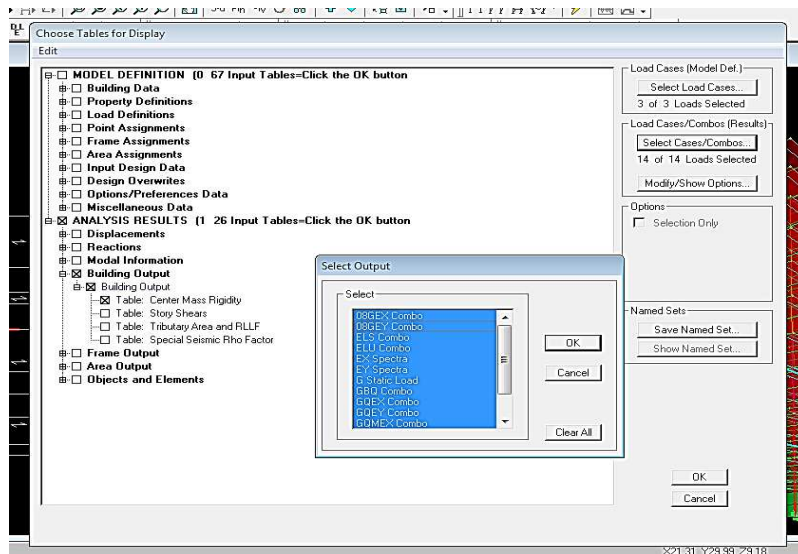
La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

Vérification del’excentricité :

- D’ après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l’excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l’action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. On procède de la manière suivante :

- **Display→show tables**
- Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

➤ ANALYSIS RESULTS → building output



- Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :
- **Select cases/combo... → OK → OK**
- Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity								
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
SS	SS	418,8680	418,8680	14,125	7,558	418,8680	418,8680	14,125
RDC	RDC	435,2675	435,2675	14,125	7,980	435,2675	435,2675	14,125
ET1	ET1	427,1195	427,1195	14,125	7,979	427,1195	427,1195	14,125
ET2	ET2	420,0895	420,0895	14,125	7,979	420,0895	420,0895	14,125
ET3	ET3	420,0895	420,0895	14,125	7,979	420,0895	420,0895	14,125
ET4	ET4	412,7996	412,7996	14,125	7,979	412,7996	412,7996	14,125
ET5	ET5	379,6142	379,6142	14,125	7,999	379,6142	379,6142	14,125
CHAPENTE	CHARP	77,9794	77,9794	14,125	8,104	77,9794	77,9794	14,125
CHAPENTE-1	CHARP1	44,7566	44,7566	14,125	7,500	44,7566	44,7566	14,125

appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% L_{max}$$

$$YCM - YCR \leq 5\% L_{max}$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

- **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	XCM	XCR	0,05L _{max}	/XCM-XCR/	observation
SS	SS	14,125	14,125	1,24	0	CV
RDC	RDC	14,125	14,125	1,24	0	CV
ET1	ET1	14,125	14,125	1,24	0	CV
ET2	ET2	14,125	14,125	1,24	0	CV
ET3	ET3	14,125	14,125	1,24	0	CV
ET4	ET4	14,125	14,125	1,24	0	CV
ET5	ET5	14,125	14,125	1,24	0	CV
CHARPENTE-1	CH1	14,125	14,125	1,24	0	CV
CHARPENTE	CH2	14,125	14,125	1,24	0	CV

Tableau V.2: Vérification de l'excentricité suivant X-X.

- **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

Story	Diaphragme	YCM	YCR	0,05L _{max}	/YCM-YCR/	Condition
SS	SS	7,558	7,765	1,24	-0,207	CV
RDC	RDC	7,98	7,509	1,24	0,471	CV
ET1	ET1	7,979	7,378	1,24	0,601	CV
ET2	ET2	7,979	7,307	1,24	0,672	CV
ET3	ET3	7,979	7,271	1,24	0,708	CV
ET4	ET4	7,979	7,251	1,24	0,728	CV
ET5	ET5	7,999	7,232	1,24	0,767	CV
SS	SS	8,104	7,233	1,24	0,871	CV
RDC	RDC	7,5	7,232	1,24	0,268	CV

Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.2.3) :**

Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003] :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0.8 V$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone
- D : facteur d'amplification dynamique
- Q : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure.

Paramètres		La valeur
Coefficient d'accélération de zone : A Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
Calcul de la période T : RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t * (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 31,13m$	T=0,570 s.
Facteur d'amplification dynamique moyen : RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5.\eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur T_2 : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$. Valeur de ξ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,763$	D=1,747
Coefficient de comportement global de la structure R : RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	une structure contreventée par voile	R=3.5
Poids total W_t :		31154.71KN

1) Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

2) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

4) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Tableau IV.4: calcul du facteur de qualité.

Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Oui
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Non
4. Régularité en élévation	0	0,05	Non
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q=1+\sum P_q$	1,15		

D'après l'article du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

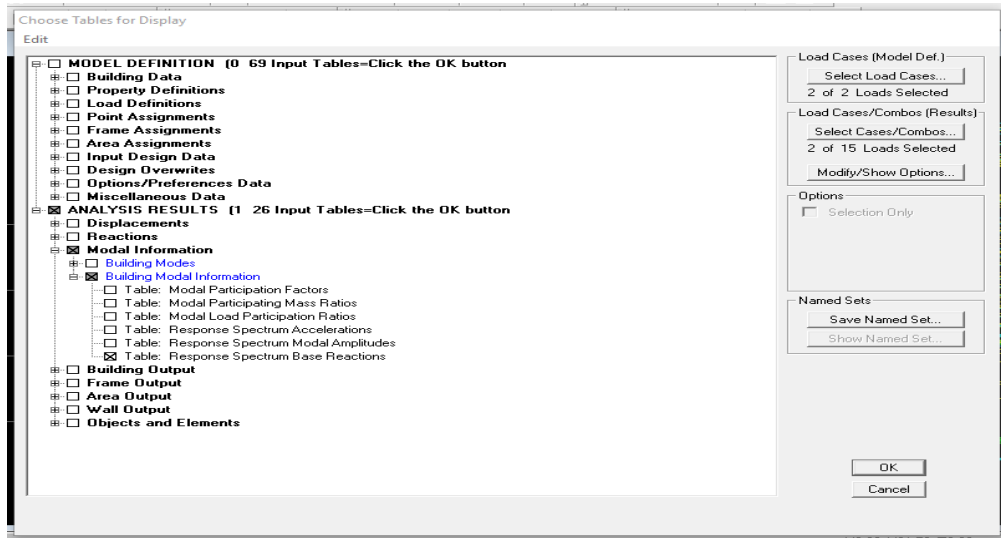
$$V_{\text{Etabs}} > 0,8 V_{\text{MSE}}$$

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

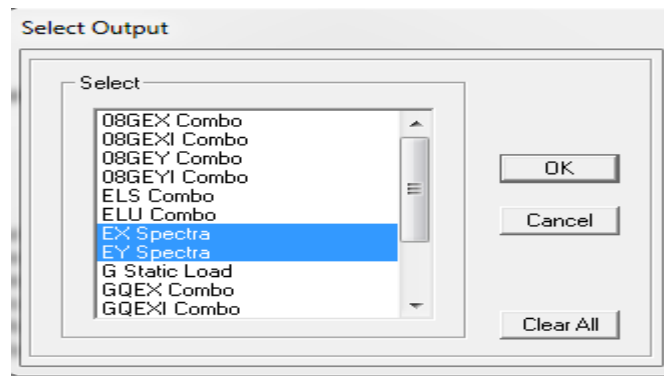
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes:

Displayshow tables

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



Selectionner la case select cases /combos la fenêtre suivante s'affiche



Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	4157,44	0,00	0,00	0,000	67334,458	-33129,787
EX	2	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	3	U1	10,49	0,00	0,00	0,000	159,144	-83,296
EX	4	U1	838,40	0,00	0,00	0,000	874,371	-6652,239
EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	6	U1	2,26	0,00	0,00	0,000	3,157	-17,737
EX	7	U1	350,70	0,00	0,00	0,000	1250,511	-2701,172
EX	8	U1	138,16	0,00	0,00	0,000	191,832	-1105,789
EX	9	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	10	U1	201,86	0,00	0,00	0,000	308,680	-1498,854
EX	11	U1	0,58	0,00	0,00	0,000	0,715	-4,313
EX	12	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	13	U1	127,74	0,00	0,00	0,000	196,799	-946,869
EX	14	U1	0,05	0,00	0,00	0,000	-0,017	-0,305
EX	15	U1	64,77	0,00	0,00	0,000	71,884	-449,321
EX	16	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EX	17	U1	10,37	0,00	0,00	0,000	18,621	-81,878
EX	18	U1	24,00	0,00	0,00	0,000	26,657	-162,017
EX	All	All	4302,76	0,00	0,00	0,000	67404,308	34255,281
EY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	2	U2	0,00	4336,28	0,00	-71841,766	0,000	61250,002
EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	5	U2	0,00	1253,20	0,00	-3625,496	0,000	17701,397
EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	7	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	8	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	9	U2	0,00	504,57	0,00	-1458,838	0,000	7127,058
EY	10	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	11	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	12	U2	0,00	221,27	0,00	-198,211	0,000	3125,406
EY	13	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	14	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	15	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
EY	16	U2	0,00	101,86	0,00	-200,085	0,000	1438,791
EY	17	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000

Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 4302.76 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 4581.49 \text{ KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)	0,8*V _{MSE}	V _{logiciel}	V _{logiciel} ≥ 0,8*V _{MSE}	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	2263.32	2239.293	4302.76	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	2263.32	2239.293	4581.49	Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Section	N_d	B_c	f_{c28}	$B_c \times f_{c28}$	ν	/	observation
Sous-sol, RDC, le 1er étage	50x50	1058,58	2500	2,5	6250	0,1693728	0,3	CV
Sous-sol, RDC, le 1er étage	45x45	591,94	1225	2,5	3062,5	0,19328653	0,3	CV
Poteaux niveau 5et charpente	40x40	163,26	900	2,5	2250	0,07256	0,3	CV

Tableau IV.5: Vérification de l'effort normal réduit

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

➤ **Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art5. 1duRPA99version 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

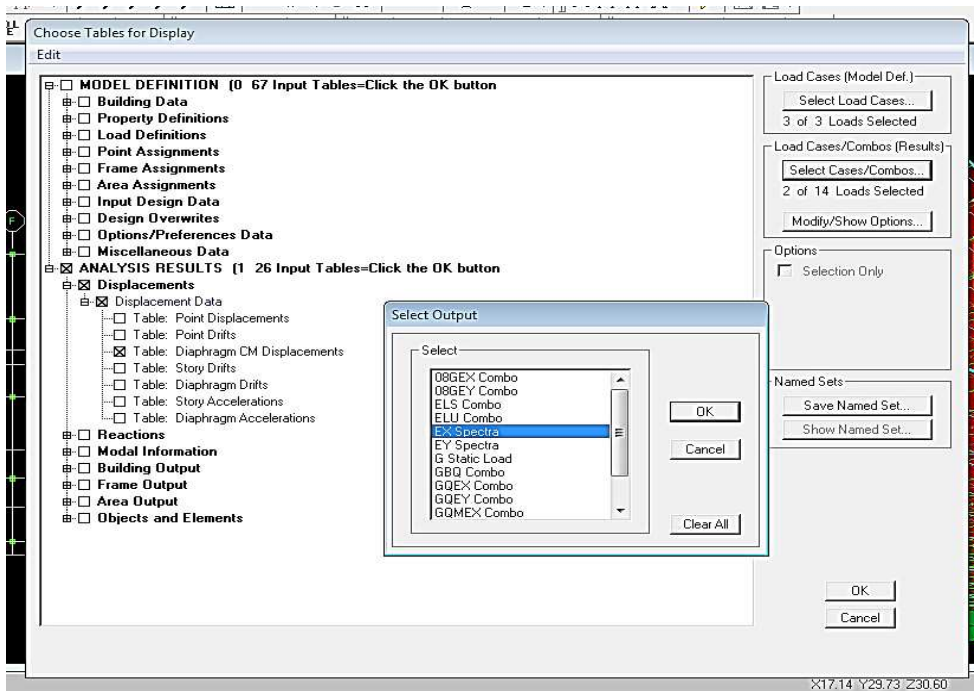
Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1 \text{ [Art4. 4. 3] duRPA99version2003}$$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δeK : Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement (**R = 3,5**).



Les valeurs de δ_{eK} seront tirées du logiciel ETABS.

Sens X-X

ETAGE	Diaphragme	UX	ΔK	$1\%h_k$ (cm)	
CHAPENTE-1	SS	0,0214	0,0006	0,0306	CV
CHAPENTE	RDC	0,0208	0,0007	0,0306	CV
ET5	ET1	0,0201	0,0024	0,0306	CV
ET4	ET2	0,0177	0,0029	0,0306	CV
ET3	ET3	0,0148	0,0034	0,0306	CV
ET2	ET4	0,0114	0,0036	0,0306	CV
ET1	ET5	0,0078	0,0034	0,0306	CV
RDC	SS	0,0044	0,003	0,0306	CV
SS	RDC	0,0014	0,0014	0,0306	CV

Tableau IV.6: Vérification du déplacement inter-étages sens X-X

Sens Y-Y :

ETAGE	Diaphragme	UY	ΔK	1%h _k (cm)	
CHAPENTE-1	SS	0,016	-1E-04	0,0306	CV
CHAPENTE	RDC	0,0161	0,0006	0,0306	CV
ET5	ET1	0,0155	0,0025	0,0306	CV
ET4	ET2	0,013	0,0026	0,0306	CV
ET3	ET3	0,0104	0,0028	0,0306	CV
ET2	ET4	0,0076	0,0026	0,0306	CV
ET1	ET5	0,005	0,0023	0,0306	cv
RDC	SS	0,0027	0,0018	0,0306	CV
SS	RDC	0,0009	0,0009	0,0306	cv

Tableau IV.7: Vérification du déplacement inter-étages sens Y-Y

➤ **Vérification de l'effet PΔ [Art5. 9RPA99version2003]:**

D'après le RPA l'effet PΔ peut être négligé, si à tous les niveaux : $\frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0.10$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau « k-1 »

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

L'effet PΔ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

ETAGE	Niv	P	Δ _{kx}	V _{kx}	h _k	V _{kx} × h _k	θ _x	Δ _{ky}	V _y	h _k	V _{ky} × h _k	θ _y
CHAPENTE-1	SS	822,57	0,0006	169,62	3,06	519,0372	0,00095088	-1E-04	147,05	3,06	449,973	0,0001828
CHAPENTE	RDC	1493,08	0,0007	384,19	3,06	1175,6214	0,00088902	0,0006	406,01	3,06	1242,3906	0,00072107
ET5	ET1	5523,97	0,0024	1356,62	3,06	4151,2572	0,0031936	0,0025	154,945	3,06	4741,317	0,00291268

							2					
ET4	ET2	9743,37	0,0 029	2202 ,1	3, 0 6	6738,4 26	0,0 041 932	0,0026	245 1,24	3,06	7500,7944	0,0033 7734
ET3	ET3	13962,77	0,0 034	2910 ,81	3, 0 6	8907,0 786	0,0 053 298	0,0028	316 1,74	3,06	9674,9244	0,0040 4094
ET2	ET4	18182,17	0,0 036	3472 ,06	3, 0 6	10624, 5036	0,0 061 608	0,0026	371 5,44	3,06	11369,2464	0,0041 5803
ET1	ET5	22561,46	0,0 034	3894 ,37	3, 0 6	11916, 7722	0,0 064 370	0,0023	413 5,68	3,06	12655,1808	0,0041 004
RDC	SS	26940,75	0,0 03	4174 ,24	3, 0 6	12773, 1744	0,0 063 275	0,0018	442 8,66	3,06	13551,6996	0,0035 784
SS	SS	31154,71	0,0 014	4302 ,76	3, 0 6	13166, 4456	0,0 033 127	0,0009	458 1,49	3,06	14019,3594	0,0020 0004

Tableau V.8: Vérification du l'effet PΔ

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas la condition est satisfaite a tous les niveaux : $\theta < 0.10$.

Conclusion :

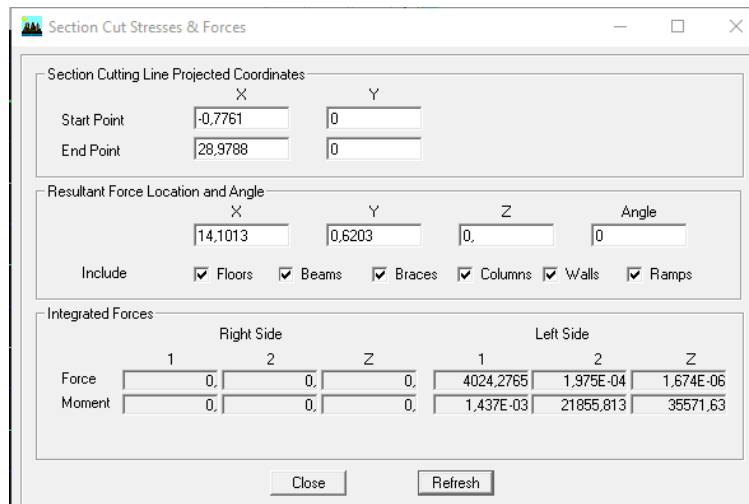
Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure

V.5. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

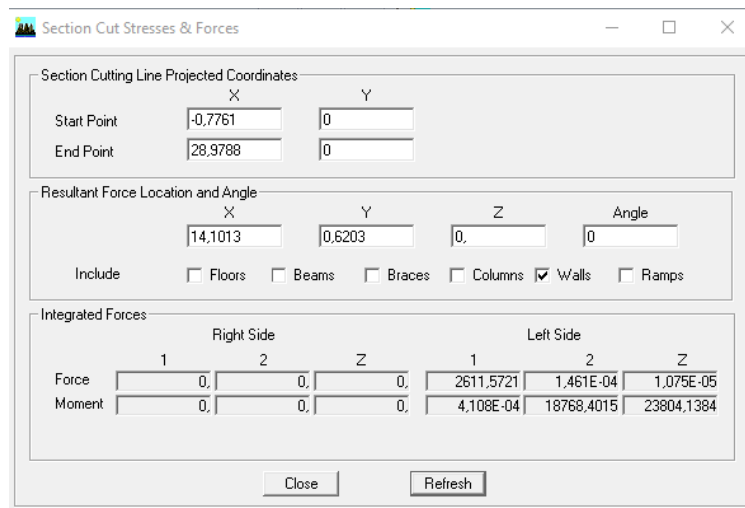
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:
Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:
Draw → Draw Section Cut
- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image
- suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

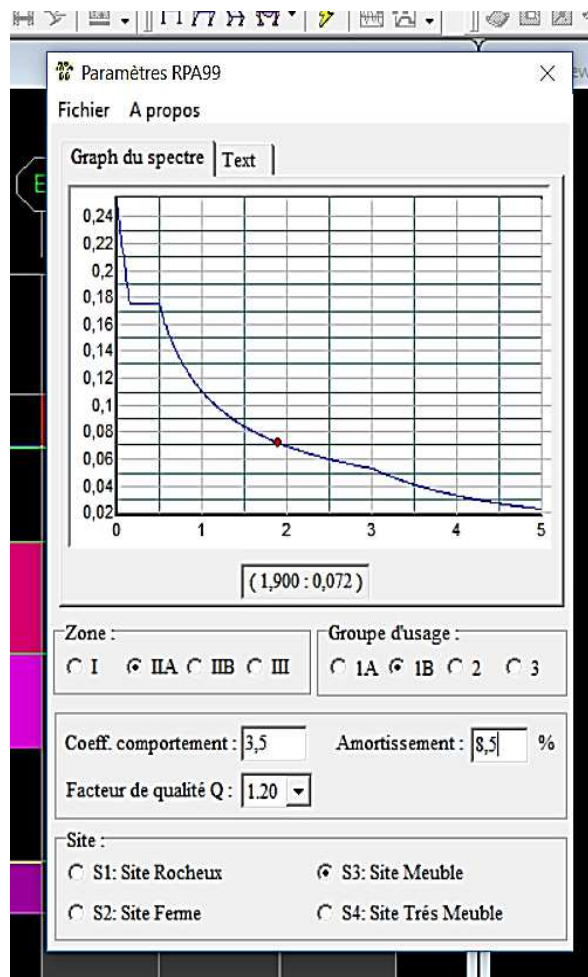
Récapitulatif des résultats :

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	4302.76	100	2611,5721	64,89
SensEy	4581,4934	100	3338,8381	72,87
ELU	46964,11	100	11166,932	23.77

Tableau V.9: Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



V.6.Vérification du déplacement maximal de la structure

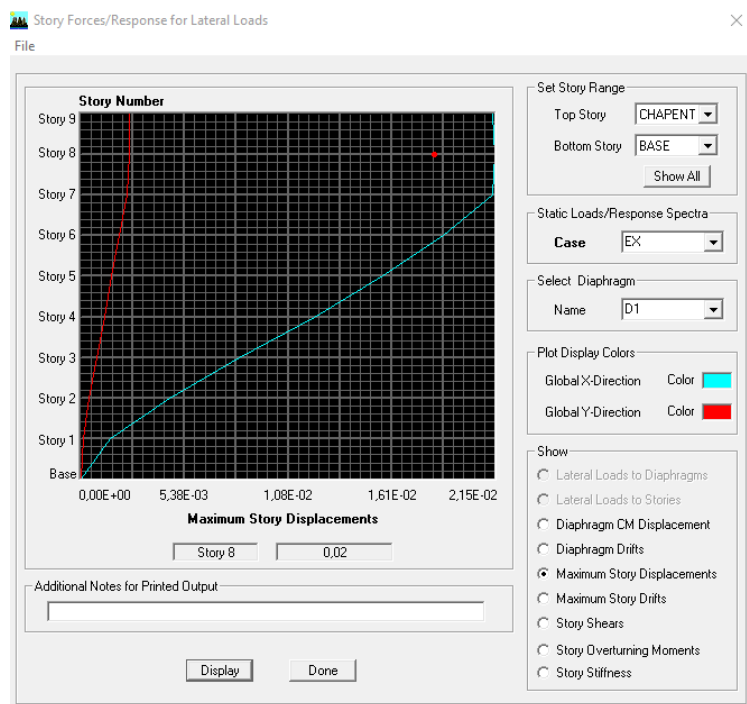
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{24,42}{500} = 0,0488 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

• Dans le sens longitudinal

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*.. La fenêtre suivante s’affiche et doit être complétée comme indiquée sur l’image :

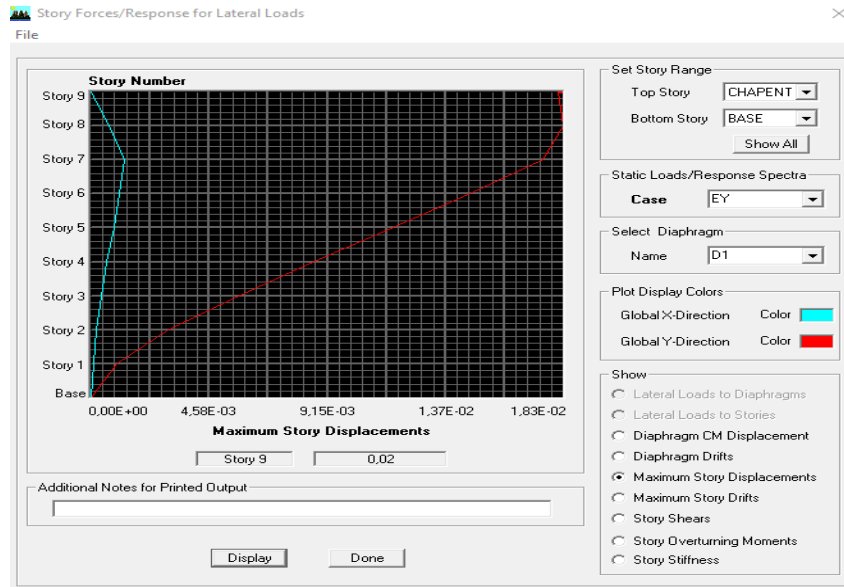


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

• Dans le sens transversal

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu’elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m
- ✓ Flèche admissible : 0.048m

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée

CHAPITRE VI :
Ferraillage des éléments structuraux

Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

VI.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferrailage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35 G + 1.5 Q.....ELU

G + Q.....ELS

G + Q ± E.....RPA 99/2003

0.8 G ± E.....RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}[MPa]$	$f_{bu}[MPa]$	γ_s	$Fe [MPa]$	$\sigma_s[MII\alpha]$
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle
Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone IIa.

Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone IIa.

Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone IIa.

Sections des poteaux cm^2	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh]	4% [bh] en zone courante	6% [bh] en zone de recouvrement
Poteau (50× 50)	20	150	100
Poteau (45 ×45)	16.2	121.5	81
Poteau (40 ×40)	12,8	96	64

Tableau VI.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :

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 les deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

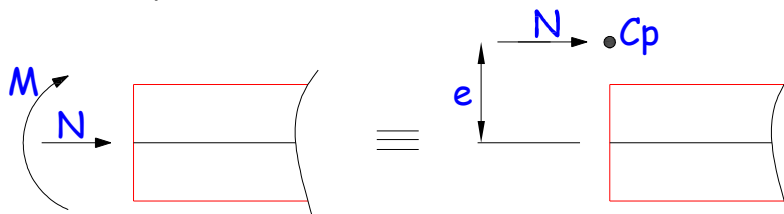


Figure VI.1 : Section en flexion composée

Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d-c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d-c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d-c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

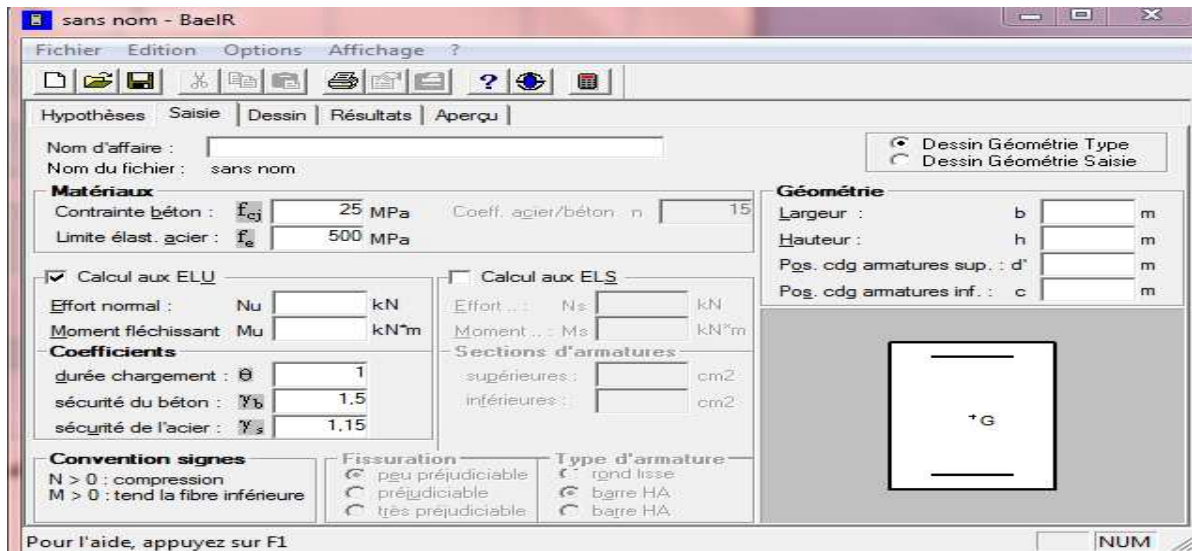


Figure VI.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	x	Poteau	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		e (m)	h/2 - c	Nature	A _{Inf} cm ²	A _{Sup} cm ²	r _{min} m ²	Ferrai llage	A _{ad} cm ²
			N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}								
1 ^{er} ⇒ TOS – S	50 x 50		N _{max}	1035,7	M _{corr}	5,26	0,005	0,225	SEC	0	0	20	4HA16+4HA20	20,61
			N _{min}	-1344,2	M _{corr}	34,06	0,025	0,225	SEC	0	0			
			M _{max}	68,22	N _{corr}	-354,5	0,19	0,225	SEC	0	0			
2 ^{ème}	45 x 45		N _{max}	211,5	M _{corr}	19,25	0,09	0,2	SEC	0	0	16,2	8HA16	16,21
			N _{min}	-674	M _{corr}	5,71	0,008	0,2	SEC	0	0			
			M _{max}	75,03	N _{corr}	-391,8	0,19	0,2	SEC	0	0			
5 ^{ème} ⇒ CHA	40 x 40		N _{max}	605	M _{corr}	7,66	0,012	0,17	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
			N _{min}	-146,1	M _{corr}	6,4	0,043	0,17	SEC	0	0			
			M _{max}	82,04	N _{corr}	114,4	0,717	0,17	SPC	0	8,2			

Tableau VI.3 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Vérifications à l'ELU :

Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\emptyset = 10\text{mm}$. Soit $A_t = 3,14\text{cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

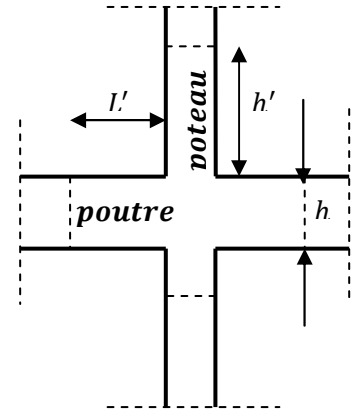
L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Poteaux	Hauteur	L _f	λ _g	A _t ^{min} [cm ²]		A _{adoptée} [cm ²]	Observation
				Zone courante S _t =15 cm	Zone nodale S _t =10 cm		
50X50	306	214,2	4,284	4,125	2,75	2,01	CNV
45X45	306	214,2	4,76	3,125	2,475	2,01	CNV
40X40	306	214,2	5,355	1,8	1,2	2,01	CV

Tableau VI.4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Délimitation de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteau (50*50)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-25}{6}; 40; 40; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-25}{6}; 35; 35; 60) = 60\text{cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} (\frac{306-25}{6}; 30; 30; 60) = 60\text{cm}$

Tableau VI.5 : Détermination de la zone nodale

1) Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a.

Poteaux (50 x 50) : $l_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$.

Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$.

Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

Pour les ϕ_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56,43 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

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 ϕ_{20} : $L_a = 28,21 \text{ cm}$.

Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22,57 \text{ cm}$.

Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.

Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteau (cm²)	h_e (m)	b=h (mm)	λ_g	d (mm)	T_u X10³N	τ_b (MPa)	τ̄_{bu} (MPa)	Observation
50x50	3.06	500	4,45	475	43,5	0183	1	Condition vérifiée
45x45	3.06	450	4,76	425	49,4	0,258	1	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5,355	375	60,6	0404	1,875	Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton **σ_{bc}** et dans les aciers **σ_{st}** sont au plus égales aux contraintes admissibles **σ̄_{bc}** et **σ̄_{st}**.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

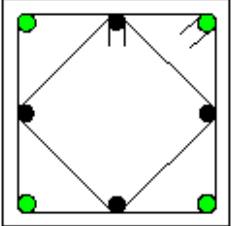
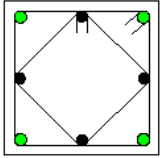
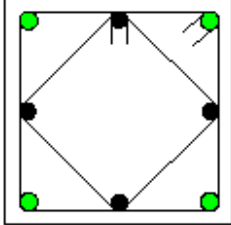
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Etat des contraintes							Obsn
		N	N _{corr}	M _{corr}	M _{max}								
1 ^{er} S-SOL	50 x 50	N	-102	M _{corr}	1,28	SEC	6,5	6,2	15	96,9	92,6	348	CV
		N	-888,6	M _{corr}	17,62	SEC	1,3	0,6	15	19,2	10,1	348	CV
		N _{corr}	-571	M _{max}	29,7	SEC	6,7	2,4	15	96,4	39,6	348	CV
2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	45 x 45	N	-33,7	M _{corr}	1,63	SEC	5,5	4,2	15	81,4	65	348	CV
		N	-492,4	M _{corr}	3,16	SEC	1,1	0	15	14,9	1,5	348	CV
		N _{corr}	-169,1	M _{max}	35,1	SPC	4,2	1,4	15	59,6	23,3	348	CV
5 ^{ème} ⇒ Charpente	40 x 40	N	-8,5	M _{corr}	0,28	SEC	4,3	1,8	15	62	30,2	348	CV
		N	-108,5	M _{corr}	4,65	SEC	0,9	0	15	11,7	-10,7	348	CV
		N _{corr}	-80,8	M _{max}	39,46	SPC	3,4	0	15	43,4	-33,8	348	CV

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS .

Conclusions :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zon

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Coupes schématique
S-SOL au 1 ^{ER} étage	50 × 50	4HA20+4HA16	
2 ^{eme} au 4 ^{eme} étage	45 × 45	8HA16	
5 ^{eme} étageau CHA	40×40	4HA16+4HA14	

Introduction :

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

$$\left. \begin{matrix} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{matrix} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI .2. Etude des poutres :

Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Section [cm ²]	0.5%bh [cm ²]	4% bh [cm ²]	6% bh [cm ²]
Poutre principale (30x40)	6	48	72
Poutre secondaire (25x35)	4.375	35	52.50
Poutre de chaînage (20x30)	3	24	36
Poutre palière (20x30)	3	24	36

La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Le diamètre minimal est de **12mm**.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 *U* superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces *U* doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des *U* d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI .2. 1 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas:

Si $\mu < \mu_l = 0.392$: Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

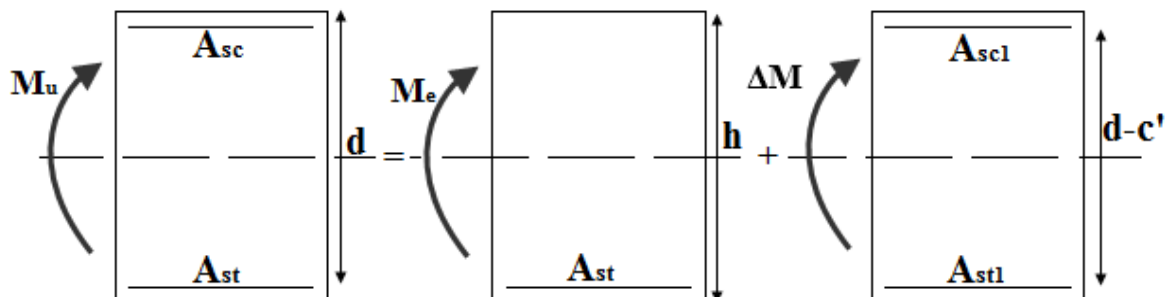


Figure VI-3 : section doublement armée.

Les efforts internes et Ferraillage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	Localisation	Moments (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferrailage	A_{ad} [cm ²]
Poutre Principale	Travée	42,864	0,0715	SSA	0,964	3,4	6	4HA14	6,16
	Appuis	61,402	0,072	SSA	0,963	4,88	6	3HA14+2HA12	6,88
Poutre Secondaire	Travée	27,081	0,072	SSA	0,963	2,48	4.375	4HA14	6,16
	Appuis	27,402	0,073	SSA	0,962	2,51	4.375	3 HA12+3 HA12	6,78
Poutre de Chainage	Travée	12,457	0,058	SSA	0,970	1,34	3	4 HA12	4,52
	Appuis	13,414	0,062	SSA	0,968	1,44	3	3 HA12	3,39
Poutre Palière	Travée	5,022	0,023	SSA	0,989	0,53	3	4 HA12	4,52
	Appuis	5,446	0,025	SSA	0,988	0,57	3	3 HA12	3,39

1) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l ; b/10\}$$

Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1, 22)

Il faut vérifier : $St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{MPa.}$$

Section [cm ²]	zone	BEAL			RPA		Section Adapté			
		ϕ Cm	St Cm	At_{Min} Cm ²	St Cm	At Cm ²	ϕ mm	St_{Min} Cm ²	Ferrailage	Aadp Cm ²
Poutre principale (30x40)	nodale	0,8	25	0,75	7	0,21	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,45		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire (25x35)	nodale	0,8	25	0,625	7	0,175	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,375		15	4 HA8	2,01
Poutre de chaînage (20x30)	nodale	0,8	25	0,5	7	0,14	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,3		15	4 HA8	2,01
Poutre palière (20x30)	nodale	0,8	25	0,5	7	0,14	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	0,3		15	4 HA8	2,01

2) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

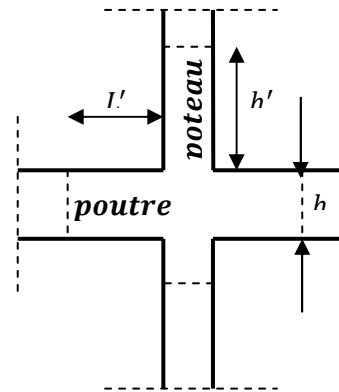


Figure VI-4 : Délimitation de la zone nodale

On aura :

$$h' = \max (59,5; 40; 30; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

$$\text{Poutre Principale } l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}.$$

$$\text{Poutre Secondaire } l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}.$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

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

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à 0.4Ls

$$L_c = 18 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

3) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

	Localisation	A_{st}^{min}	A_{Adopte}	OBS
Poutre Principale	Travée	1,358	6,16	CV
	Appuis	1,358	6,88	CV
Poutre Secondaire	Travée	0,981	6,16	CV
	Appuis	0,981	6,78	CV
Poutre de Chainage	Travée	0,664	4,52	CV
	Appuis	0,664	3,39	CV
Poutre Palière	Travée	0,664	4,52	CV
	Appuis	0,664	3,39	CV

Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

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

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Poutre principale (40X30)	90,09	30	37,5	0,8	2,5	CV
Poutre secondaire (25x35)	47,53	25	32,5	0,584	2,5	CV
Poutre de chaînage (20x30)	24,33	20	27,5	0,44	2,5	CV
Poutre palière (20x30)	14,19	20	27,5	0,258	2,5	CV

Tableau VI-8 : Vérification aux cisaillements

4) Influence de l'effort tranchant.

Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_U}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

Poutres	b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	Effort tranchant (KN)	T (KN)	Obs
Poutre principale (40X30)	30	37,5	25	1,5	90,09	675	CV
Poutre secondaire (25x35)	25	32,5	25	1,5	47,53	487,5	CV
Poutre de chaînage (20x30)	20	27,5	25	1,5	24,33	330	CV
Poutre palière (20x30)	20	27,5	25	1,5	14,19	330	CV

Tableau VI-9 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (cm)	$0,9 \times d$	A_u (cm ²)	T_u^{max} (KN)	Obs
Poutre principale (30X40)	90,09	24,338	37,5	33,75	72,31	0,207	CV
Poutre secondaire (25x35)	47,53	22,489	32,5	29,25	77,10	0,221	CV
Poutre de chaînage (20x30)	24,33	1,832	27,5	24,75	7,42	0,021	CV
Poutre palière (20x30)	14,19	2,876	27,5	24,75	11,65	0,033	CV

Tableau VI-10 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

Avec : $\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

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

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

Poutres	Ferrailage	Tu	d	$\sum u$ (mm)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	OBS
Poutre principale (30X40)	3HA14+2HA12	90,09	37,5	207,24	0,001288	3,15	CV
Poutre secondaire (25x35)	3HA12+3HA12	47,53	32,5	226,06	0,07188	3,15	CV
Poutre de chaînage (20x30)	4HA12	24,33	27,5	150,72	0,06522	3,15	CV
Poutre palière (20x30)	3HA12	14,19	27,5	113,04	0,005071	3,15	CV

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

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

Etat limite de compression du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

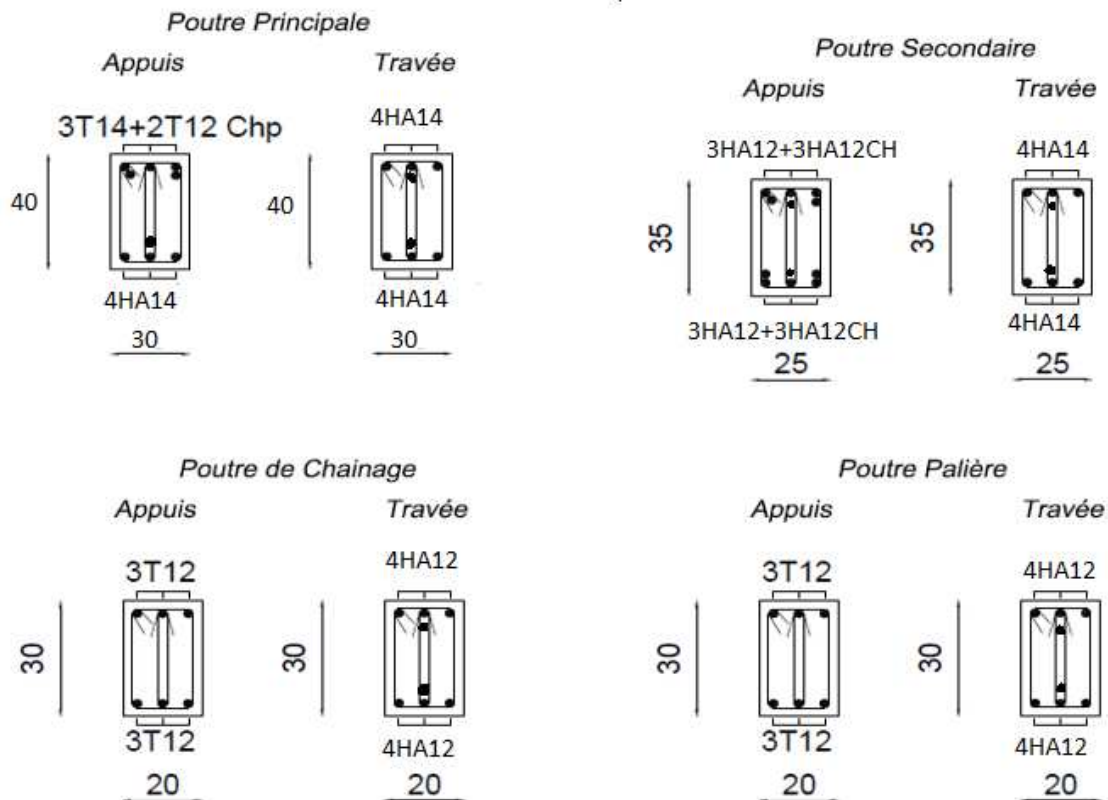
$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

	Localisation	M _s ^{max} [KN.m]	A _{adop} [cm ²]	ρ ₁	β ₁	σ _{st}	k ₁	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	OBS
Poutre Principale	Travée	24,338	6,16	0,547	0,890	0,118	30,48	3,87E-03	15	CV
	Appuis	24,338	6,88	0,611	0,885	0,106	28,48	3,72E-03	15	CV
Poutre Secondaire	Travée	22,489	6,16	0,758	0,875	0,168	29	5,66E-03	15	CV
	Appuis	22,489	6,78	0,834	0,870	0,115	23,46	4,96E-03	15	CV
Poutre de Chainage	Travée	1,832	4,52	0,821	0,871	0,022	23,76	7,82E-04	15	CV
	Appuis	1,832	3,39	0,616	0,884	0,022	28,1	7,82E-04	15	CV
Poutre Palière	Travée	2,876	4,52	0,821	0,871	0,035	23,76	1,24E-03	15	CV
	Appuis	2,876	3,39	0,616	0,884	0,035	28,1	1,24E-03	15	CV



Ferraillage des Voiles :

Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (Article.3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est de élément structural de contreventement, le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferraillés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

VI .3. Etude des voiles :

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

Recommandation du RPA 99 version 2003 :

Armatures verticaux : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = 0,23 \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures horizontaux : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA9/Version2003.
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- ✓ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ **Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 25 cm)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de $1/(10)$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

✓ **Longueur de recouvrement:** (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

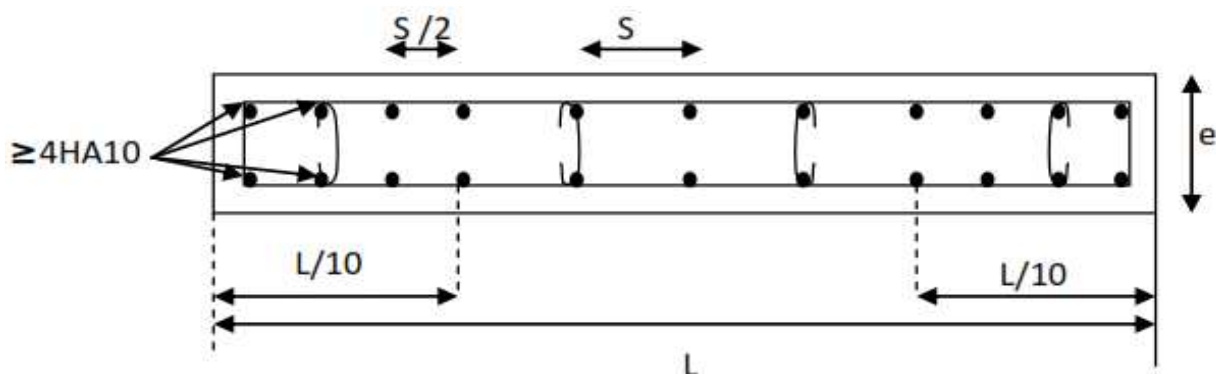


Figure VI-5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Exposé de la méthode de calcul :

Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Détermination des diagrammes des contraintes

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} V, V' : \text{Bras de levier } V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

➤ Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Détermination des diagrammes des contraintes

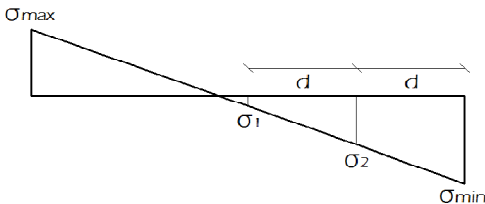
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- . Section entièrement comprimé (S.E.C).
- . Section entièrement tendue (S.E.T).
- . Section partiellement comprimé (S.P.C).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont résumés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VI.11. Diagrammes des contraintes pour chaque section.

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d' \times e$

<p>S.P.C</p>		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d' \times e$
--------------	---	---	---

VI .3.1 Détermination des armatures

a. Armatures verticales

Tableau VI.12. Les armatures verticales pour chaque section.

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Vérification a ELU :

Section minimal d'armature :

$$A_{min} = \max \begin{cases} A_{min} \geq \frac{0; 23B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4. 2. 1 / BAEL 91modifié 99)} \\ A_{min} \geq 0,002B \text{ (Art 7. 7. 4. 1 / RPA 99 version 2003)} \end{cases}$$

03)

Zone tendue :

On doit vérifier $A_{total\ tendu} \geq 0.2\%B \times lt$ (Art 7. 7. 4. 1/ RPA99version2003)

Avec :

B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \text{ (Art 7. 7. 4. 2/ RPA 99 version 2003)}$$

Zone courante :

On doit vérifier : $A_{total\ courante} \geq 0,10\%LC \times b$ (Art 7.7.4.2/ RPA99version2003)

Avec

$LC = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante

B : la largeur de voile.

Les vérifications :

Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1,4 \times T$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u = \frac{V_{max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_p} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec : $\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement admissible

CHAPITRE VII :
Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

Les fondations superficielles.

Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

VII.2 Type de fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

VII.2.1 Les fondations superficielles :

Généralement elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

VII.2.2 Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

NB :Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII.3 Choix du type de fondations :

- **La contrainte admissible du sol :**

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir DTU 13.11 :

Tableau VII-1 : contrainte admissible du sol

Type de site	σ_{adm}
Limon de plateau	1.5 à 3.0 bars
Terre à meulière	3.0 à 4.5 bars
Marne verte, argile	0.7 à 4.5 bars
Alluvions anciennes, sables, graviers	6.0 à 9.0 bars
Sables de Beauchamp	7.5 à 15 bars
Craie	9.0 à 10 bars
Marne + caillasse	7.5 à 15 bars
Calcaire grossier	18 à 45 bars
Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable	7.5 à 4.5 bars
Terrain non cohérent à bonne compacité	3.5 à 7.5 bars
Terrain non cohérent à moyenne compacité	2.0 à 4.0 bars
Argile	0.3 à 3.0 bars

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$, située à une profondeur de 2m (Site non cohérent à moyenne compacité). En l'absence d'une nappe phréatique il n'y aura pas de risque de remontée des eaux.

Remarque :

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du fait que la structure est un système « voile porteur », le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

Semelles filantes :

Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle (longueur du voile).
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII-2 : Semelles filantes sous voiles

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= L×B (m2)	Nombres	S totale (m ²)
Voiles transversal	V1	3.4	675.18	1	3.4	2	6,8
	V4	1.7	644.12	1.89	3.213	2	6,426
	V6	1	643.8	3.22	3.22	2	6,44
	V7	1.65	650.75	2	3.3	2	6,6
Voiles longitudinal	V2	3.7	750.07	1	3.7	2	7,4
	V3	3.8	685.71	0.9	3.42	2	6,84
	V5	2,5	663.25	1.33	3.325	2	6,65
							47.156

Semelles sous poteaux :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases} \cdot B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}}$$

1) Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : calcul pour le portique le plus sollicité

Poteaux	N _{imax} (KN)	M _i (KN. m)	N _i × e _i (KN. m)
1	697.1	8,66	5123.685
2	414.2	3,16	2004.728
3	409.1	-0,15	6111.365
4	811.7	-1,23	2962.705
5	978.2	1,47	7189.77

Tableau VIII-4: Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	N _{imax} (KN)	M _i (KN. m)	N _i × e _i (KN. m)
1	414.2	3,16	2004.728
2	409.1	-0,15	6111.365
3	811.7	-1,23	2962.705

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{5118,065 + 8,58}{2803,06} = 1,38m.$$

$$e = 1,58 m > \frac{l}{6} = \frac{12,7}{6} = 2,11 m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3310,3}{12,7} \left(1 - \frac{6 \times (1,38)}{14,7}\right) = 113.836 KN/ml. \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3310,3}{12,7} \left(1 + \frac{6 \times (1,38)}{14,7}\right) = 407.470 KN/ml. \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3310,3}{12,7} \left(1 + \frac{3 \times (1,38)}{14,7}\right) = 334.062 KN/ml. \end{cases}$$

$$B_1 = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{3310,3 \times 10^{-3}}{0,2 \times 14,7} = 1,13m \text{ donc } s_1 = 16,61m^2$$

$$B_2 = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot L} = \frac{1635 \times 10^{-3}}{0,2 \times 8,5} = 1m \text{ donc } s_2 = 8,5m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : S_t = S × n + S_v

$$\text{Avec : } S_t = 16,61 \times 6 + 8,5 \times 4 + 26,6 = 160,26 m^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 340,77 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{160,26}{340,77} = 0,5$$

La surface totale des semelles représente 50% de la surface du bâtiment.

Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier.

VIII.4. Calcul d'un radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.4.1 Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm.}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\text{Selon la condition forfaitaire : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

h : épaisseur du radier.

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs. $L_{\max} = 4,7 \text{ m.}$

$$\frac{4,7}{8} \leq h \leq \frac{4,7}{5} \Rightarrow 0,58 \leq h \leq 0,94, \text{ On opte pour } h = 90 \text{ cm.}$$

1) Dalle

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 24 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{470}{50} \leq h_t \leq \frac{470}{40} \rightarrow 9,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 11,75 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

2) Nervure

La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm.}$$

La largeur de la nervure :

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 \times h_n \Rightarrow 0,4 \times 50 \leq b_n \leq 0,7 \times 50$$

$$\Rightarrow 20 \leq b_n \leq 35, \text{ On opte pour : } b_n = 30 \text{ cm.}$$

\Rightarrow **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

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 $1m$).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,7\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,962 \text{ m, On adopte pour : } h = 100 \text{ cm} = 1,10 \text{ m.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur totale du Radier : $h = 110 \text{ cm}$.
- Hauteur des nervures : $h = 80 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$.
- La dalle flottante : $e_f = 10 \text{ cm}$.

Tableau VIII-5: calcul des surfaces

Chargement	Charge permanente	$G=30202.78KN$
	Charge d'exploitation	$Q=4759.63KN$
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 30202.78 + 1.50 \times 4759.63 = 47913.198KN$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 30202.78 + 4759.63 = 34962.41 KN$
Surface	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{37683.48}{1.33 \times 200} = 180.124m^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{34962.41}{200} = 174.812 m^2$
	Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 180.124$
	La surface du bâtiment	$S_{bat} = 340.77m^2$
Conclusion	$S_{bat} = 340.77m^2 > S_{rad} = 180.124m^2$ Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit : $L_{deb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30cm\right\} = \max\left\{\frac{80}{2}; 30cm\right\} = 50cm$ $L_{deb} = 50 cm$	
Surface du débord	$S_{deb} = 47.523 cm^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{deb} + S_{bat} = 340.77 + 47.523 = 388.293 m^2$	

Tableau VIII-6: Détermination des efforts à la base du radier :

	Poids du bâtiment	$G=30202.78KN$	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 388.293 \times 0.30 \times 25$	2912.1975KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$	1507,00KN
	Poids de TVO	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 122.625m^2$	2145.937KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$	970.7325KN
	Poids de radier		9190.316KN
Surcharge d'exploitation	Surcharge de bâtiment Q		4759.63KN
	Surcharge du radier $Q = 3.5 \times 388.293$		1359.02025KN
Poids total de la structure	$G_T = G_b + G_{rad} = 30202.78 + 9190.316$		39393.096kN
	$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 4759.63 + 1359.02025$		6118.65KN
Combinaisons	ELU	$N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 39393.096 + 1.50 \times 6118.65$	62358.6546KN

	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 39393.096 + 6118.65$	45511.746KN
--	-----	---	-------------

Vérifications :

Tableau VIII-7: Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$T_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$ $T_u^{max} = \frac{62358.6546 \times 1.10}{388.293} \times \frac{4,7}{2} = 415.142KN$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{415,142 \times 10^3}{1100 \times 0.9 \times 300} = 1,39 MPa$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50MPa \right\} = 2.50MPa$
$\tau_u = 1,39MPa < \bar{\tau} = 2.50 MPa$ Condition vérifiée	

Tableau VIII-8: Vérification de la stabilité de radier :

Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	14.22m
	Moment d'inertie	I_{yy}	4676.1780m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 33068.96 + 1631.3 \times 1.10 = 34863.39 KN.m$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{62358.6546}{388.293} + \frac{34863.39}{4676.1780} \times 12.425 = 253.23KN/m^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{62358.6546}{388.293} - \frac{34863.39}{4676.1780} \times 12.425 = 68.03 KN/m^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 253.23 + 68.03}{4} = 206.93KN/m^2$	
	Observation	$\sigma_m = 206.93 \frac{KN}{m^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 KN/m^2$	Condition vérifiée
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{45511.746}{388.293} + \frac{34863.39}{4676.1780} \times 12.425 = 209.83 KN/m^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{45511.746}{388.293} - \frac{34863.39}{4676.1780} \times 7.35 = 24.57 KN/m^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 209.83 + 24.57}{4} = 163.51 KN/m^2$	
Observation	$\sigma_m = 163.51 KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200KN/m^2$	Condition vérifiée	

Tableau VII-9 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$	10.13
	Moment d'inertie	I_{xx}	9496.37m ⁴
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 35987.78 + 1791.7 \times 1,10 = 37958.65 \text{KN.m}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{62358.6546}{388.293} + \frac{37958.65}{9496.37} \times 7.35 = 189.976 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{62358.6546}{388.293} - \frac{37958.65}{9496.37} \times 7.35 = 131.216 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 189.976 + 131.216}{4} = 175.286 \text{KN/m}^2$	
	Observation	$\sigma_m = 175.286 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/mH}$ Condition vérifiée	
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta N$ $\sigma_1 = \frac{45511.746 \text{KN}}{388.293} + \frac{37958.65}{9496.370} \times 7.35 = 146.75 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{45511.746 \text{KN}}{388.293} - \frac{37958.65}{9496.37} \times 7.35 = 87.82 \text{ KN/m}^2$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 146.75 + 87.82}{4} = 132.019 \text{ KN/m}^2$	
Observation	$\sigma_m = 132.019 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée		

Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{44153,80}{35334,11} = 1,25 \text{ m} < \frac{20,9}{4} = 5,23 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{28852,88}{35334,11} = 0,82 \text{ m} < \frac{12,7}{4} = 3,18 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L91 modifié 99.**

VII.4.3 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4 \implies$ le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ le panneau de dalle travaille dans deux sens.

Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{4,55} = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 253.23 - \frac{9190.36}{388.293} = 229.561 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 209.83 - \frac{9190.36}{388.293} = 186.161 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

$$M_x = 0,0498 \times 229.561 \times 4.05^2 = 187.5156 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0,693 \times 187.5156 = 129.948 \text{ KN m.}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0,3 \times 187.5156 = 56.254 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0,3 \times 129.948 = 38.984 \text{ KN m.} \end{cases}$$

Moment en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 187.5156 = 159.387 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0,85 \times 159.387 = 135.478 \text{ KN m.} \end{cases}$

Ferraillage à ELU :

Sens longitudinale :

Aux appuis :

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{56.254 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,0523 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,973$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.254 \times 10^3}{0,973 \times 27,5 \times 348} = 6,04 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 6,79 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En travées :

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{159.387 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,148 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,148 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,919$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{135.478 \times 10^3}{0,919 \times 27,5 \times 348} = 15,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA16 $\Rightarrow A_{ad}^x = 16,08 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Sens transversale :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{38.984 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38.984 \times 10^3}{0,982 \times 27,5 \times 348} = 4,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{ad}^y = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En travées :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{135.478 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,126 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,932$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{135.478 \times 10^3}{0,932 \times 27,5 \times 348} = 15,18 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA16 $\Rightarrow A_{ad}^y = 16,08 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-10 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Zone	Sens	M (KN.m)	μ	μ_1	Obs	β	Ferraillage	S_t (cm)	Section (cm ²)
En travée	X-X	159,38	0,148	0,392	S.S.A	0,919	8HA16	15	16,08
	Y-Y	61,42	0,126		S.S.A	0,932	8HA16	15	16,08
Aux appuis	X-X	56,254	0,052		S.S.A	0,973	6HA12	20	6,79
	Y-Y	38,98	0,036		S.S.A	0,982	5HA12	20	5,65

Vérification à l'ELU.

Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que :

Sens longitudinale :

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \left(\frac{3 - 0,86}{2} \right) = 2.568 \text{ cm}^2$$

Sens transversale

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

Tableau VII-11 : Vérification de la section minimale.

Sens	Zone	A_{min} (cm ²)	A_{ad}	A_s (cm ²)	Obs
X-X	Appuis	2,568	5HA12	5,65	CV
	Travée	2,568	8HA16	16,08	CV
Y-Y	Appuis	2,4	6HA12	6,79	CV
	Travée	2,4	8HA16	16,08	CV

Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

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

Sens longitudinal :

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Sens transversal :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de l_y**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 1229.561 \times 4.7 \times 4.05 = 4369.693$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{4369.693}{3 \times 4.7} = 309.907$$

- **Au milieu de l_x**

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{4369.693}{2 \times 4.7 + 4.05} = 324.88$$

$$\tau_u = \frac{309.907 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.14$$

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

$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification à l'ELS :

Evaluation des moments M_x ; M_y :

Sens longitudinal :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0,0488 \times 186.161 \times 4.05^2 = 152.06 \text{ KN m.}$$

Moment aux appuis : $M_a^x = 0,3 \times 152.06 = 45.61 \text{ KN m.}$

Moment en travées : $M_t^x = 0,85 \times 152.06 = 129.25 \text{ KN m.}$

- **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0,693 \times 152.06 = 105.37 \text{ KNm.}$$

Moment aux appuis : $M_a^y = 0,3 \times 105.37 = 31.6 \text{ KNm.}$

Moment en travées : $M_t^y = 0,85 \times 31.61 = 89.57 \text{ KNm.}$

Ferraillage à ELs :

Sens longitudinale :

Aux appuis :

$$\mu_{ap} = \frac{Ms_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{45.61 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_x^a = \frac{M_{sx}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45.61 \times 10^3}{0,979 \times 27,5 \times 348} = 4,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En travées :

$$\mu = \frac{M_{sx}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{129.25 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,12 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,12 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_x^t = \frac{M_{sx}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{129.25 \times 10^3}{0,994 \times 27,5 \times 348} = 13,58 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7HA16 $\Rightarrow A_{ad}^x = 14,07 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Sens transversale :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{31.6 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,029 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{31.6 \times 10^3}{0,985 \times 27,5 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA12 $\Rightarrow A_{ad}^x = 5,65 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

En travées :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{89.57 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,083 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,083 \square (\Rightarrow \text{tableau}) \beta = 0,956$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{89.57 \times 10^3}{0,956 \times 27,5 \times 348} = 9,79 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 7HA16 $\Rightarrow A_{ad}^x = 14,07 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

Sens	Zone	M _S	A _S	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Observation
Sens x-x	Travée	86,92	14,07	0,5211	0,8915	31,05	256,65	348	8,27	15	Condition vérifiée
	Appuis	30,68	5,65	0,2093	0,926	52,57	217,19	348	4,13	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Travée	48,59	14,07	0,5211	0,8915	31,05	143,47	348	4,62	15	Condition vérifiée
	Appuis	17,15	5,65	0,2093	0,926	52,57	121,41	348	2,31	15	Condition vérifiée

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

VII.4.4 Ferrailage des débords :

Sollicitations de calcul :

ELU : $q_u = 229.561 \text{KN/ml} \implies M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-229.561 \times (0,5)^2}{2} = -28.69 \text{KN.m}$

ELS : $q_s = 186.161 \text{KN/ml} \implies M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-186.161 \times (0,5)^2}{2} = -23.27 \text{KN.m}$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28.69 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14.2} = 0,026 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.69 \times 10^3}{0,987 \times 27,5 \times 348} = 3.03 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\implies A_{ad} = 4,52 \text{cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{cm}$.

Armature de répartition :

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

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\implies A_{ad} = 3,14 \text{cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{cm}$.

Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 28.69 \times 2,1}{400} = 3,46 \text{cm}^2.$$

$A_{ad} = 4,52 \text{cm}^2 > A_{min} = 3.46 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27,5} = 0,164 \text{ du tableau } \implies \beta_1 = 0,934 \text{ et } K_1 = 60,76$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{23.27 \times 10^6}{0,934 \times 452 \times 275} = 200.43$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{200.43}{60,76} = 3.29 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

M _S	A _S	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	Observation	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
17,28	4,52	0,164	0,934	60,76	200.43	348	Condition vérifiée	2,45	15	Condition vérifiée

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord A_{radier} > A_{débord} alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

Tableau VII-12 : Répartitions simplifiées des chargements

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

➤ Sollicitation :

✓ Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ Effort tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Travée	Moment fléchissant													Effort tranchant			
	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	$\sum q_{ext}$	Q _{sm}	$\sum q_{int}$	Q _{ut}	$\sum Q_{eff}$	Q _{st}	$\sum Q_{eff}$
A - B	1	1,7	3,8	0,447	Triangulaire	0,5661	0,425	229,561	186,161	129,95	257,10	105,39	209,64	97,56	195,13	79,12	158,24
	2	1,7	4,7	0,361	Triangulaire	0,56	0,425	229,561	186,161	128,55		104,25		97,56		79,12	
B - C	1	3,4	3,8	0,894	Triangulaire	1,13	0,85	229,561	186,161	259,40	518,80	210,36	420,72	195,13	390,25	158,24	316,47
	2	3,4	4,7	0,723	Triangulaire	1,13	0,85	229,561	186,161	259,40		210,36		195,13		158,24	
C - D	1	4,05	3,8	1,06	Triangulaire	1,34	1,0125	229,561	186,161	307,61	615,22	249,46	498,91	232,43	464,86	188,49	376,98
	2	4,05	4,7	0,861	Triangulaire	1,34	1,0125	229,561	186,161	307,61		249,46		232,43		188,49	
D - E	1	3,3	3,8	0,868	Triangulaire	1,09	0,825	229,561	186,161	250,22	500,44	202,92	405,83	189,39	378,78	153,58	307,17
	2	3,3	4,7	0,702	Triangulaire	1,09	0,825	229,561	186,161	250,22		202,92		189,39		153,58	
E - F	1	3,35	3,8	0,881	Triangulaire	1,11	0,8375	229,561	186,161	254,81	519,62	206,64	413,28	192,26	384,51	155,91	311,82
	2	3,35	4,7	0,712	Triangulaire	1,11	0,8375	229,561	186,161	254,81		206,64		192,26		155,91	

F - G	1	3,3	3,8	0,868	Triangulaire	1,09	0,825	229,561	186,161	250,22	500.44	202,92	405,83	189,39	378,78	153,58	307,17
	2	3,3	4,7	0,702	Triangulaire	1,09	0,825	229,561	186,161	250,22		202,92		189,39		153,58	
H_I	1	4,05	3,8	1,06	Triangulaire	1,34	1,0125	229,561	186,161	307,61	615.22	249,46	498,91	232,43	464,86	188,49	376,98
	2	4,05	4,7	0,861	Triangulaire	1,34	1,0125	229,561	186,161	307,61		249,46		232,43		188,49	
J_K	1	3,4	3,8	0,894	Triangulaire	1,13	0,85	229,561	186,161	259,40	518.8	210,36	420,72	195,13		158,24	316,47
	2	3,4	4,7	0,723	Triangulaire	1,13	0,85	229,561	186,161	259,40		210,36		195,13	390,25	158,24	
L_M	1	1,7	3,8	0,447	Triangulaire	0,56	0,425	229,561	186,161	128,55	257.1	104,25	208,50	97,56		79,12	158,24
	2	1,7	4,7	0,361	Triangulaire	0,56	0,425	229,561	186,161	128,55		104,25		97,56	195,13	79,12	

Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	lm	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	Q _{sm}	Σ q _{sm}	Q _{ut}	Σ q _{ut}	Q _{st}	Σ q _{st}
1-2	1	3,4	3,7	0,91	Trapezoïdal	1,23	0,98	230	186,16	280,4	227,39	453,81	225,48	411,86	182,85	333,99
	2	4,05	3,7	1,094	Trapezoïdal	1,21	0,81	230	186,16	279,2	226,41		186,37		151,14	
2-3	1	3,4	3,8	0,89	Trapezoïdal	1,24	1,01	230	186,16	286,11	232,02	466,26	234,04	383,78	189,79	352,66
	2	4,05	3,8	1,06	Trapezoïdal	1,25	0,87	230	186,16	288,85	234,23		200,84		162,87	
3-4	1	3,4	4,7	0,72	Trapezoïdal	1,40	1,25	230	186,16	322,17	261,26	544,93	288,14	387,34	233,66	470,68
	2	4,05	4,7	0,86	Trapezoïdal	1,52	1,27	230	186,16	349,8	283,67		292,2		237,01	
4-5	1	3,4	2,5	1,36	Trapezoïdal	0,65	0,12	230	186,16	149,64	121,35	168,55	29,347	7,319	23,79	93,893
	2	4,05	2,5	1,62	Trapezoïdal	0,25	0,63	230	186,16	58,2	47,19		36,66		117,28	

Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivants :

Sens longitudinale « X-X » :

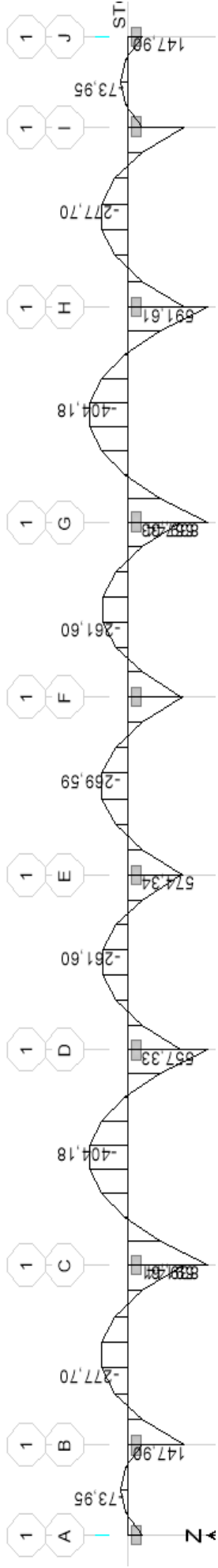


Figure VII-1 :Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

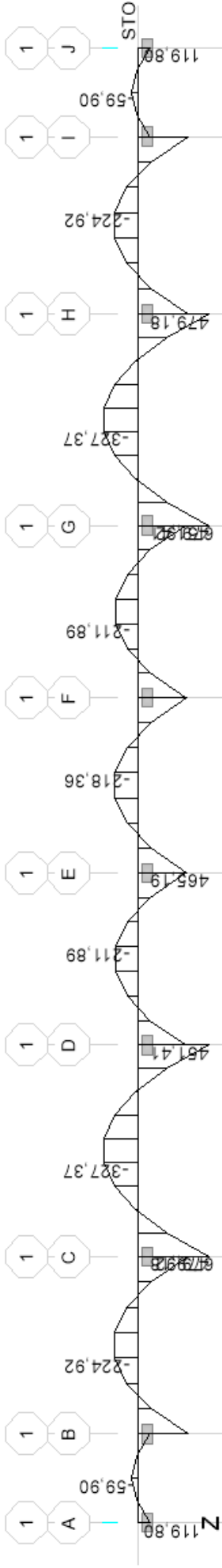


Figure VII-2 :Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

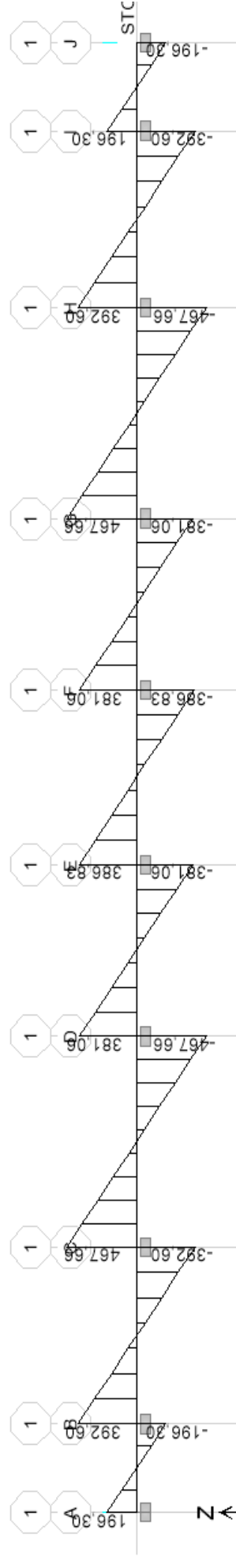


Figure VII-3 :Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

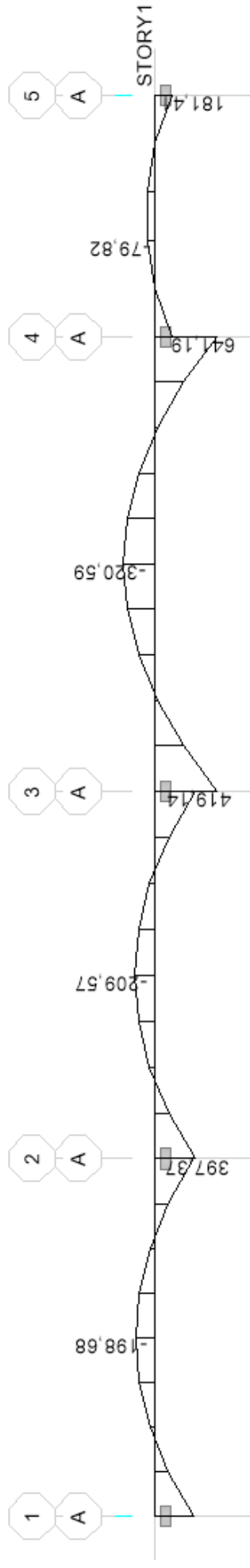


Figure VII-4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

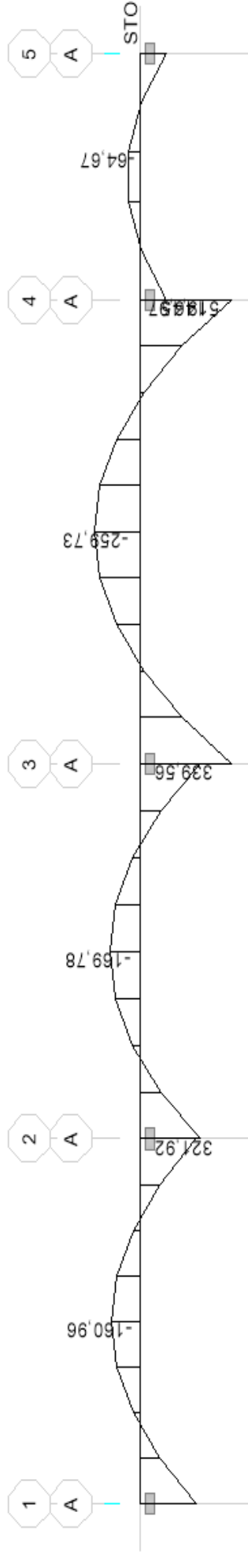


Figure VII-5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

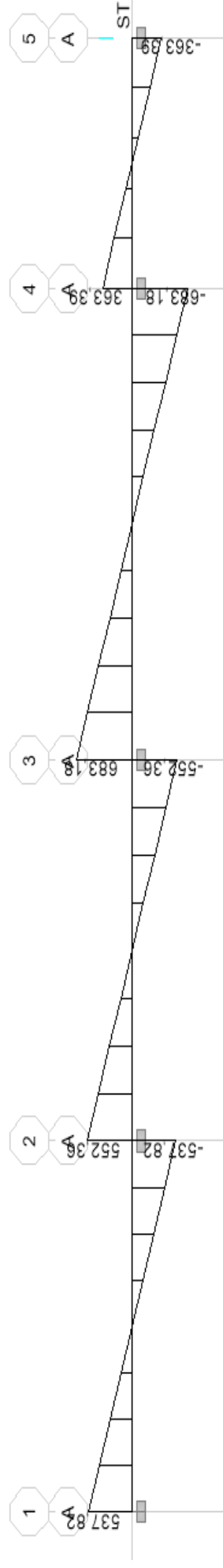


Figure VII-6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-13 : Efforts maximale.

Sens longitudinal		Sens transversal	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$M_{max}^a = 839.443$	$M_{max}^a = 679.915$	$M_{max}^a = 927.9$	$M_{max}^a = 519.452$
$M_{max}^t = 404.18$	$M_{max}^t = 327.37$	$M_{max}^t = 463.95$	$M_{max}^t = 259.73$
$T_{max} = 467.66$		$T_{max} = 683.18$	

Calcul du ferrailage :

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 80 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-14 : Calcul du ferrailage.

		M (KN. cm)	μ	obs	β	A_s	Choix	A_{ad}	S_t
X-X	Appuis	839.443	0,210	S.S.A	0,881	36.506	5HA25+5HA20	40.26	10
	Travée	404.18	0,101	S.S.A	0,946	16.36	6HA20	18.85	10
Y-Y	Appuis	927.9	0,232	S.S.A	0,866	41.05	7HA25+3HA20	43.42	10
	Travée	463.95	0,116	S.S.A	0,938	18.95	5HA25	24.54	10

Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL

91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-15 : Vérification à l'ELU

		$A_{Adepté}$	A_{min}	Observation
X-X	Appuis	40.26	4,53	Condition vérifiée
	Travée	18.85	4,53	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	43.42	4,53	Condition vérifiée
	Travée	24.54	4,53	Condition vérifiée

Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1max}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures:**

Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2,5 \right\} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{618,18 \times 10^3}{500 \times 750} = 1,65 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{980,03 \times 10^3}{500 \times 750} = 2,61 < 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa. } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VII-16 :Vérification à l'ELS.

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
x-x	Travée	28.75	679.915	0,335	0,930	40,56	216,97	348	5,35	15	Condition vérifiée
	Appuis	13.10	327.37	0,549	0,960	26,73	258,14	348	9,66	15	Condition vérifiée
y-y	Travée	21.40	519.452	0,523	0,906	40,56	249,39	348	6,15	15	Condition vérifiée
	Appuis	20.72	259.73	0,858	0,957	26,73	307,95	348	11,52	15	Condition vérifiée

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1\text{m} \times 0,8} = 3,75\text{cm}^2 \text{ On opte pour } 3HA14$$

CHAPITRE VIII :
Etude du mur plaque

VIII.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement.

Les murs : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).

Les écrans qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples :

Rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;

Paroi moulée en béton armé ;

Mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton. Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

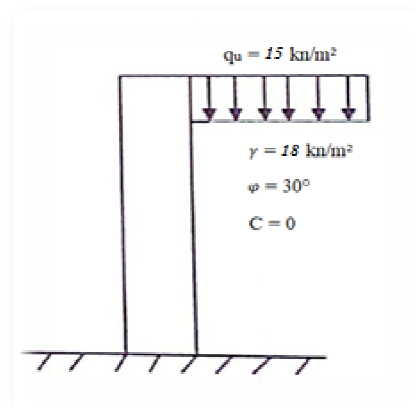
Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Pré dimensionnement du mur plaque (Art: 10.1.2 vs RPA 2003):

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur plaque doit être supérieure à l'égale 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 25 cm.

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 1,5 \text{ t/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$



VIII.2 Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_v et σ_h

σ_v : Contrainte verticale.

σ_h : Contrainte horizontale.

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m : $q = \frac{3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m$

A l'ELU :

$$\sigma_H = K \cdot \sigma_v = k_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h=0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 7,425 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06m \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 31,88 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_h = k_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$h=0 \quad \rightarrow \sigma_{h1} = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \text{ m} \quad \rightarrow \sigma_{h2} = 23,12 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes : Calcul des sollicitations

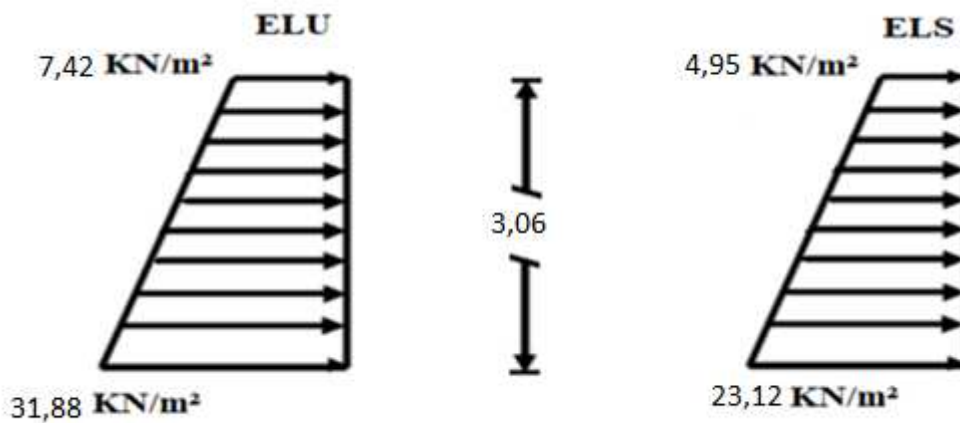


Figure VIII-1 : Diagrammes des contraintes.

VIII.3. Ferrailage du mur plaque

Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

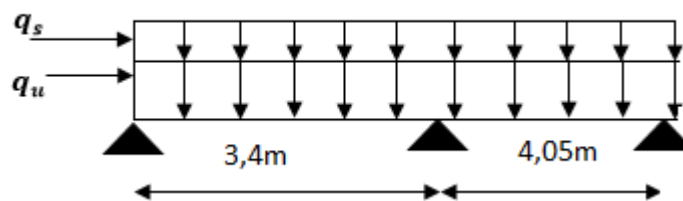


Figure VIII-2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

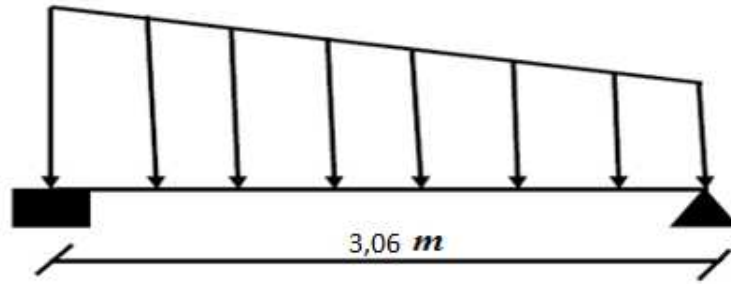


Figure VIII-3 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

Diagrammes des efforts

A L'ELU

Sens X-X

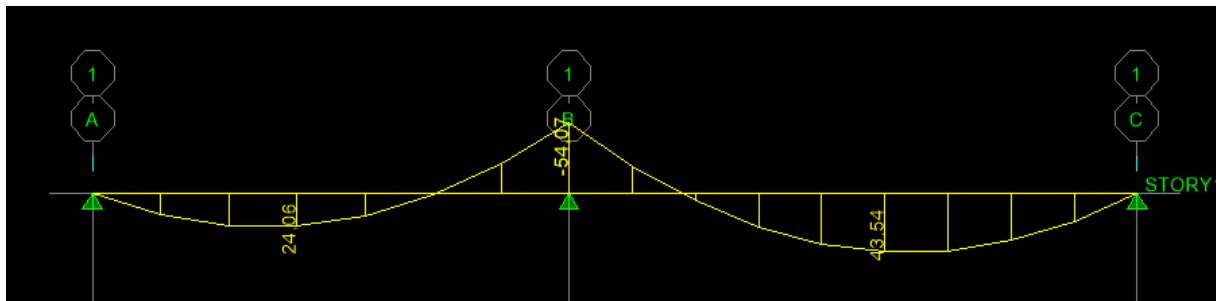


Figure VIII-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

Sens Y-Y



Figure VIII-5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

A L'ELS

Sens X-X

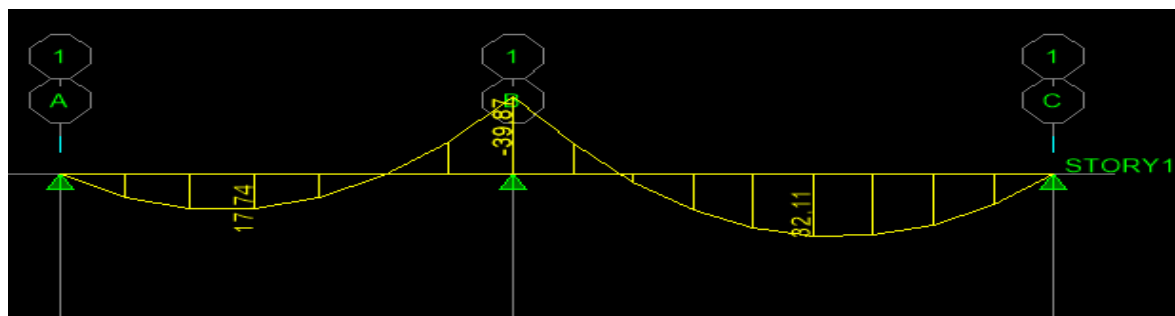


Figure VIII-6 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

Sens Y-Y

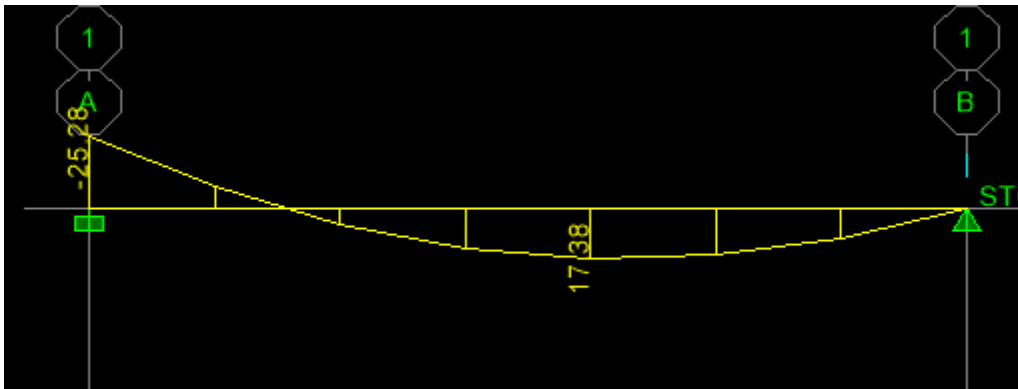
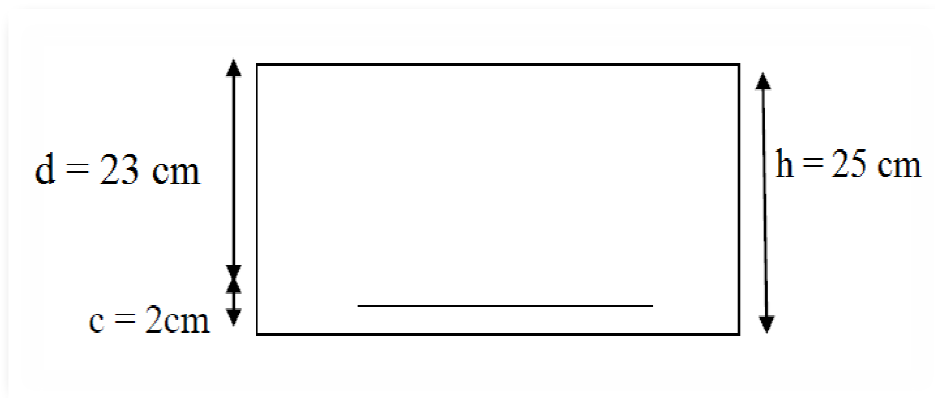


Figure VIII-7 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

Ferraillage à l'ELU

Le ferraillage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $e_p = 30$ cm, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



Le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :
On n'a

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

VIII.4.Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical) $A \geq 0,0015bh$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

$b = 1$ m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 25 cm).

Tableau VIII.1 : Ferraillage du mur.

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm ²)	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
X-X	Appuis	54,07	0,071	SSA	0,963	7,01	3,75	8HA12=9,05
	Travée	43,54	0,057	SSA	0,97	5,6	3,75	6HA12=6,78

Y-Y	Appuis	34,28	0,045	SSA	0,976	4,38	3,75	8HA12=9,05
	Travée	23,57	0,031	SSA	0,984	2,99	3,75	6HA12=6,78

Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2))

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 4,11 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII.2 : vérifications de la condition de non fragilité.

sens	zone	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
X-X	Appuis	4,11	9,05	Condition vérifiée
	Travée	4,11	6,78	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	4,11	9,05	Condition vérifiée
	Travée	4,11	6,78	Condition vérifiée

Espacement des barres

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{8} = 13 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_s = \mathbf{45\text{cm.}}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)

Pour $\varnothing 12 \Rightarrow L_a = 18\text{cm.}$

VII .5.Vérification à l'ELS :

VII .5.1 Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 MPa}.$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 MPa}$.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableaux VIII.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Observation
Sens x-x	Appuis	9,05	39,87	0,393	0,77	6,74	17,14	201,63	Condition vérifiée	2,54	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	32,11	0,295	0,787	8,47	26,57	201,63	Condition vérifiée	3,13	15	Condition vérifiée
Sens y-y	Appuis	9,05	17,38	0,393	0,804	10,2	31,08	201,63	Condition vérifiée	3,04	15	Condition vérifiée
	Travée	6,78	25,28	0,295	0,821	11,93	21,58	201,63	Condition vérifiée	1,81	15	Condition vérifiée

VIII.5.2Etat limite de déformation

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

$h = 25 \text{ cm}$: hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 23,12 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23,12 \times \frac{4,05^2}{8} = 47,4 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 47,4 = 35,5 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0.25 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{35,5}{15 \times 47,4} = 0,049 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$q_s = 23,12 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 23,12 \times \frac{4,7^2}{8} = 63,84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 63,84 = 47,88 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = 0,3 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{47,88}{15 \times 63,84} = 0,05 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

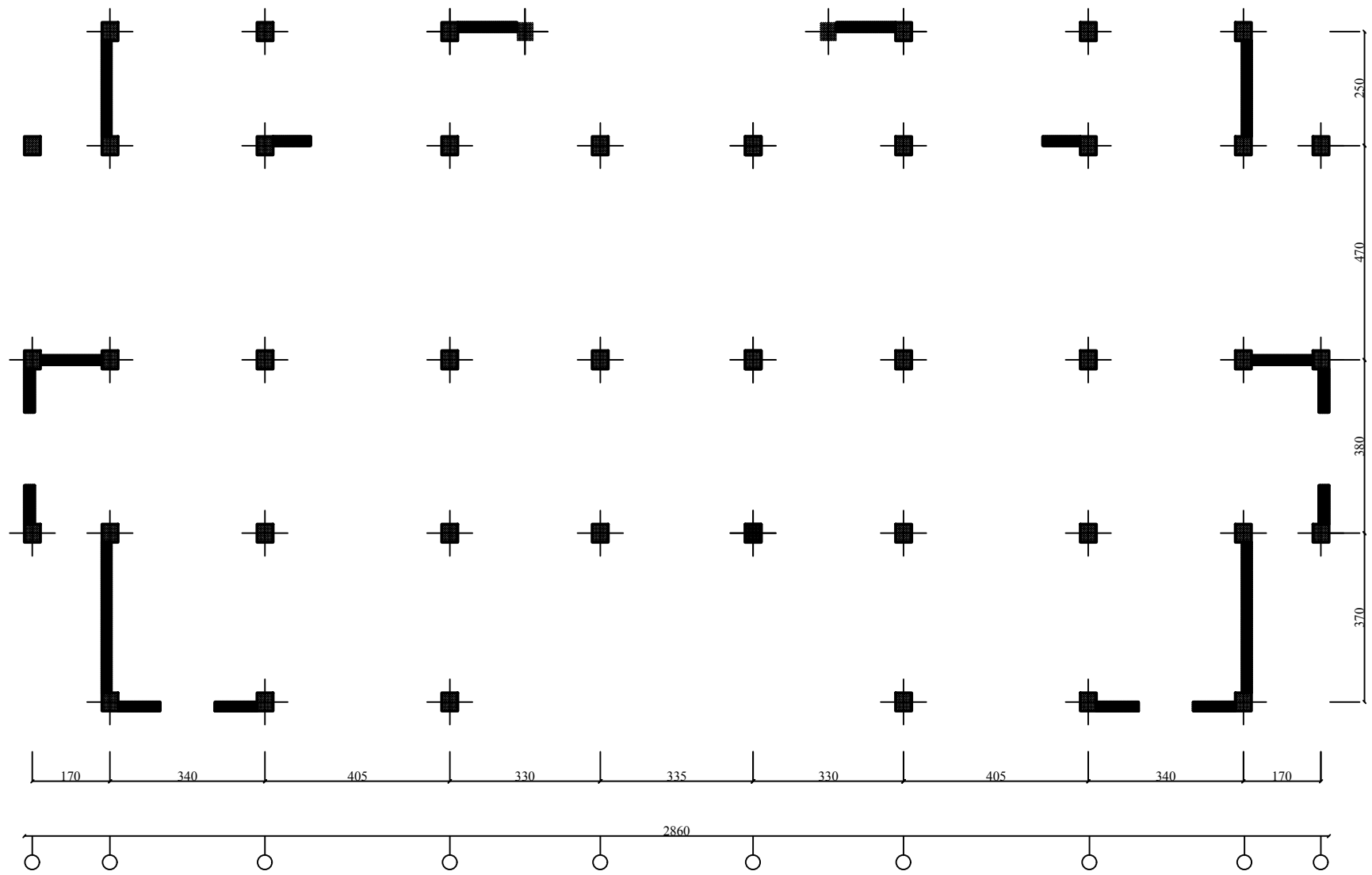
Bibliographie

- ❖ Cours et td que nous avons reçus pendant notre cursus

- ❖ BAEL 91 mod 99-BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé.
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

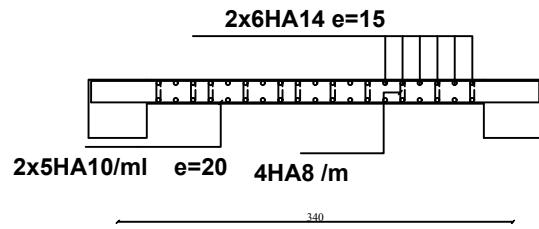
- ❖ -Formules du béton armé tome 1 tome 2 (Victor Davidovici):Edition le MONTEUR (1996-1997)
- ❖ -DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.

- ❖ -Règles parasismiques algériennes (RPA 99 réviser 2003).

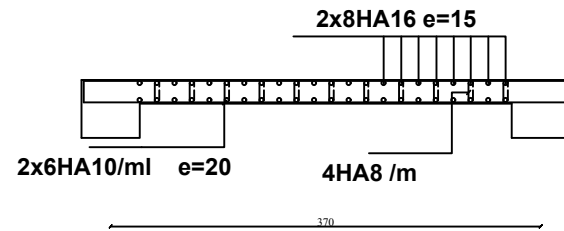


DISPOSITION DES VOILES

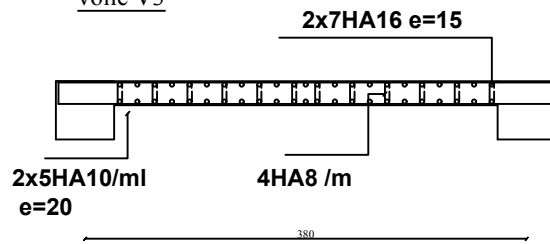
voile V1



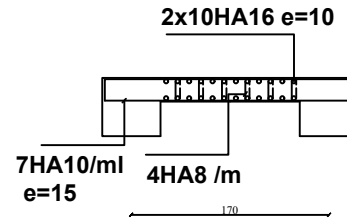
voile V2



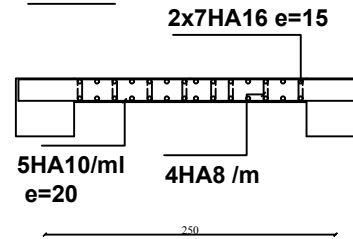
voile V3



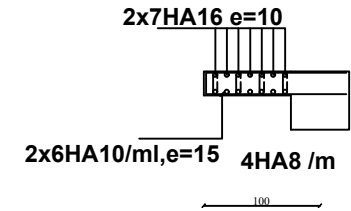
voile V4



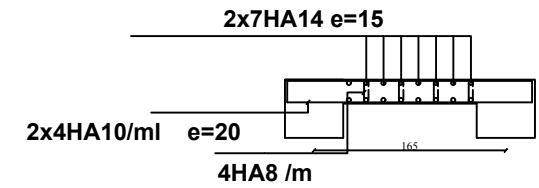
voile V5



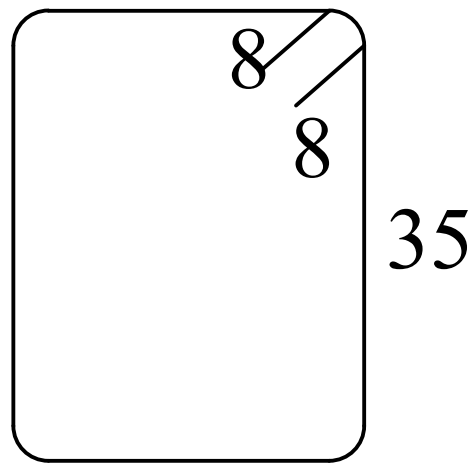
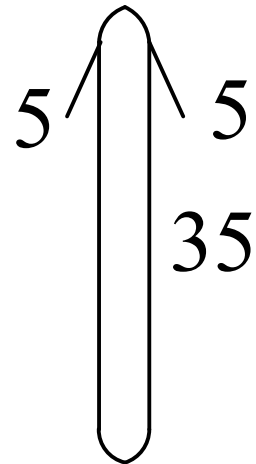
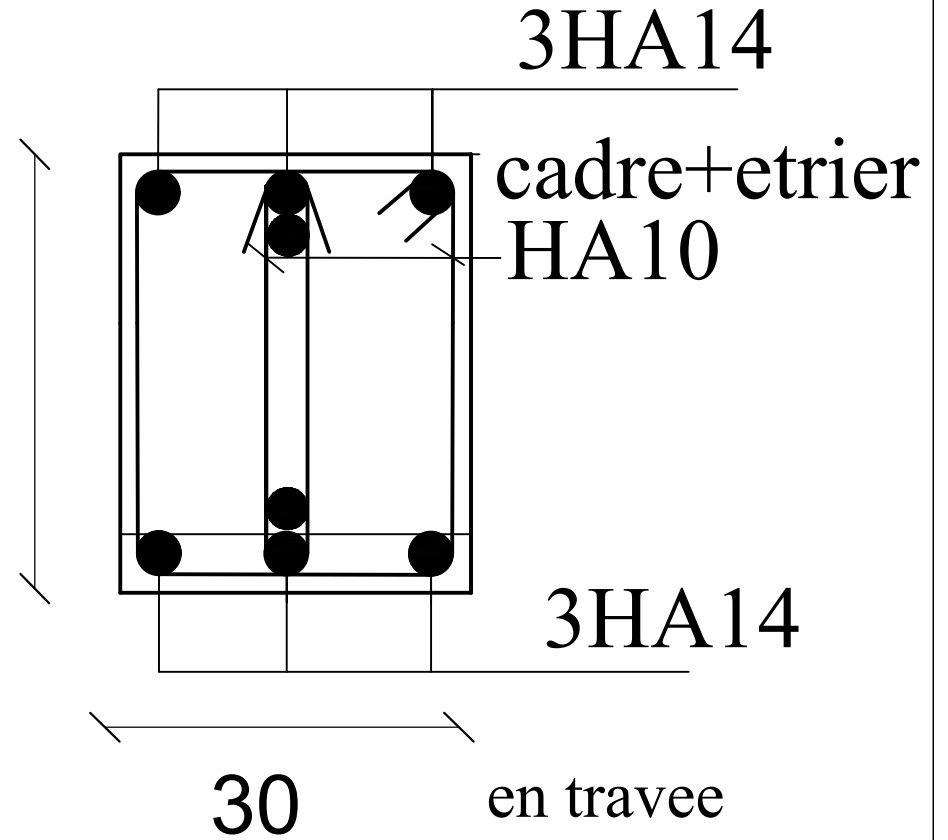
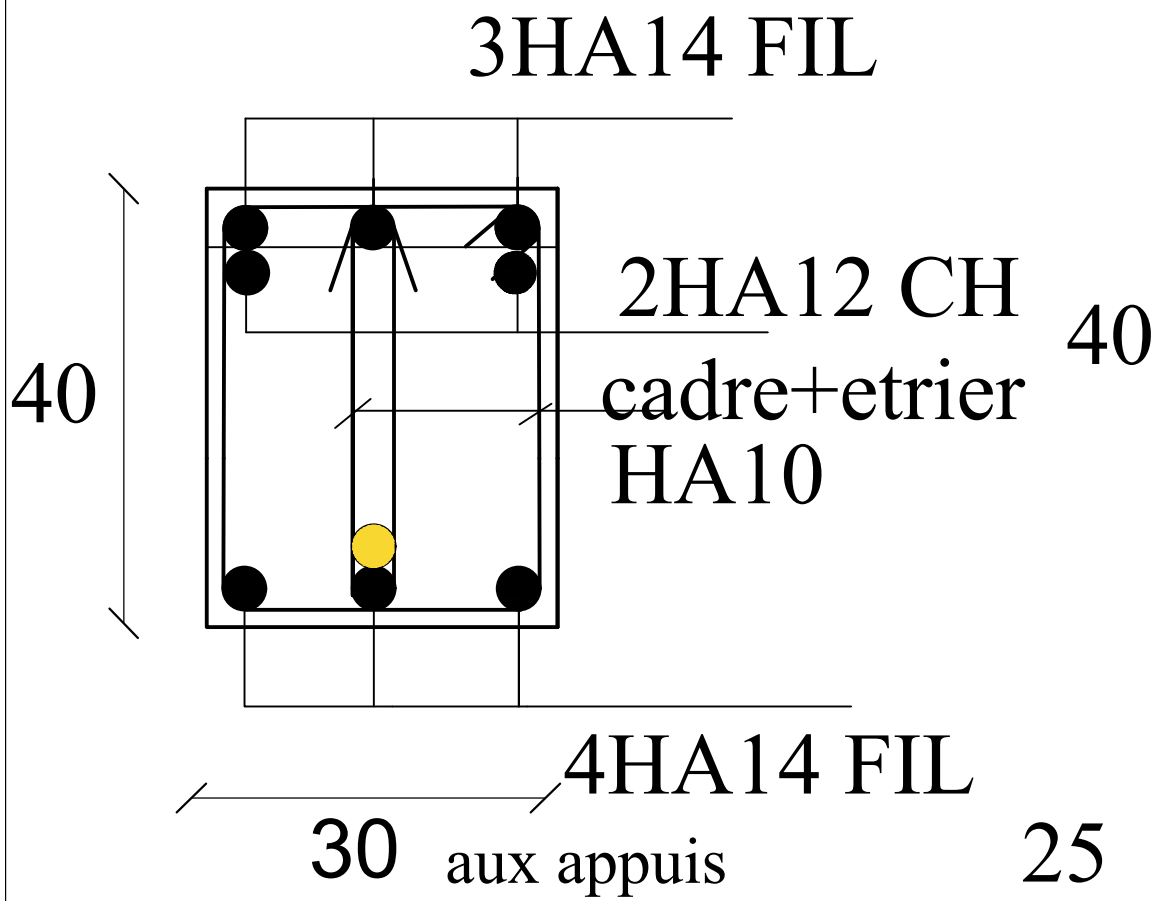
voile V6



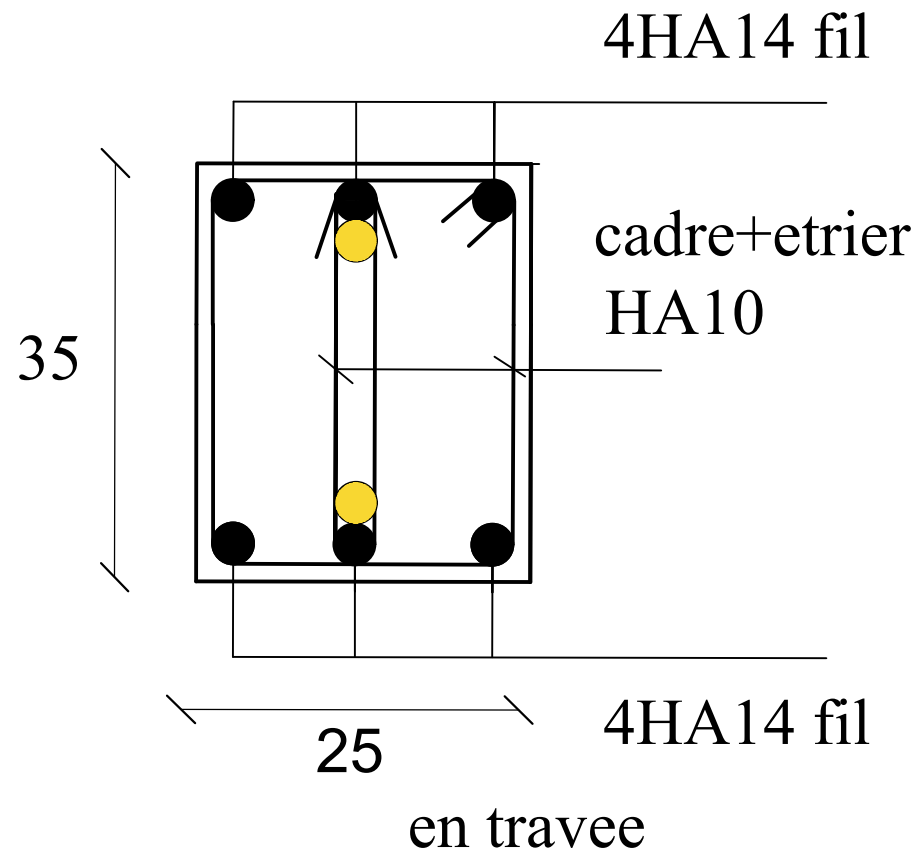
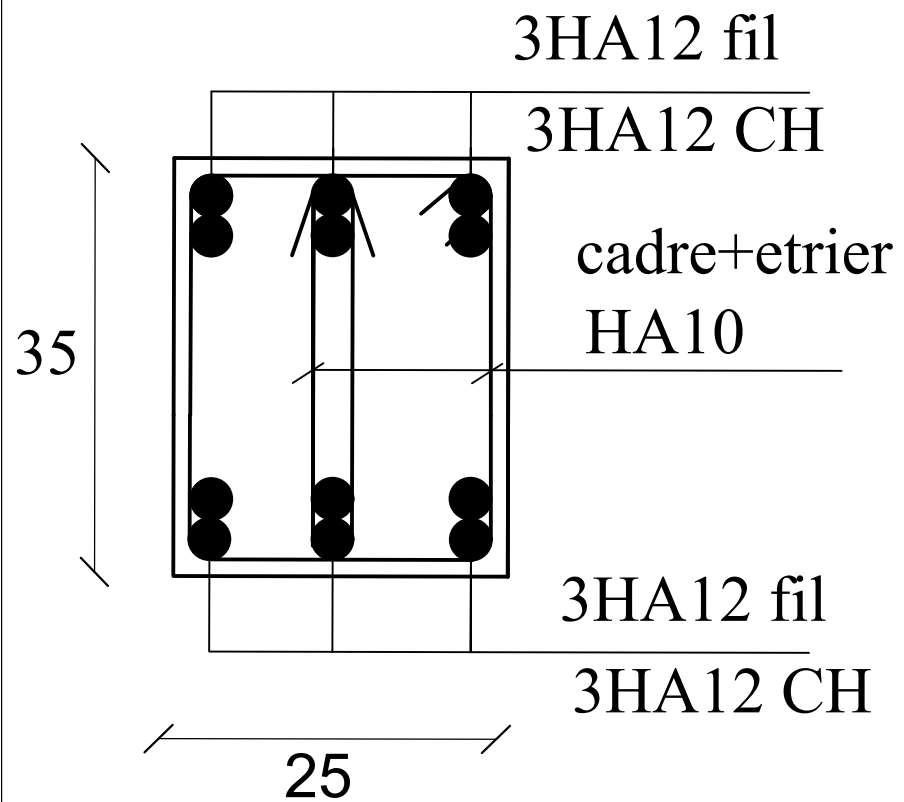
voile V7



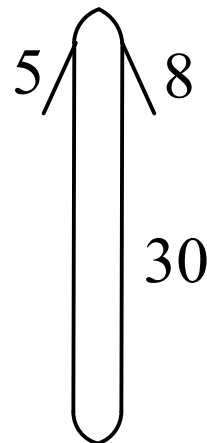
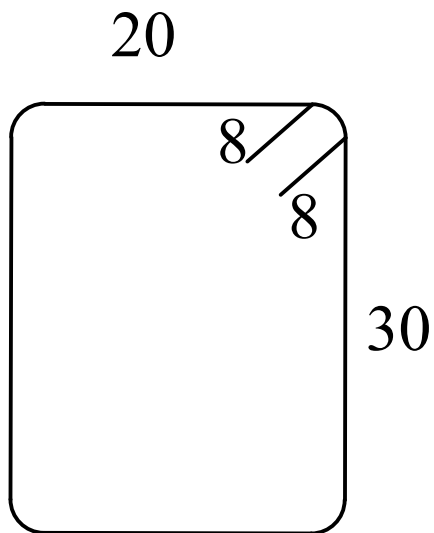
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR :	TITRE :	
Melle : AZIZI NAIMA	FERRAILLAGE DES VOILLES	
Melle : AZIZ DALIA		
DIRIGE PAR :		
Mr : KAHIL		
PROMOTION : 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE



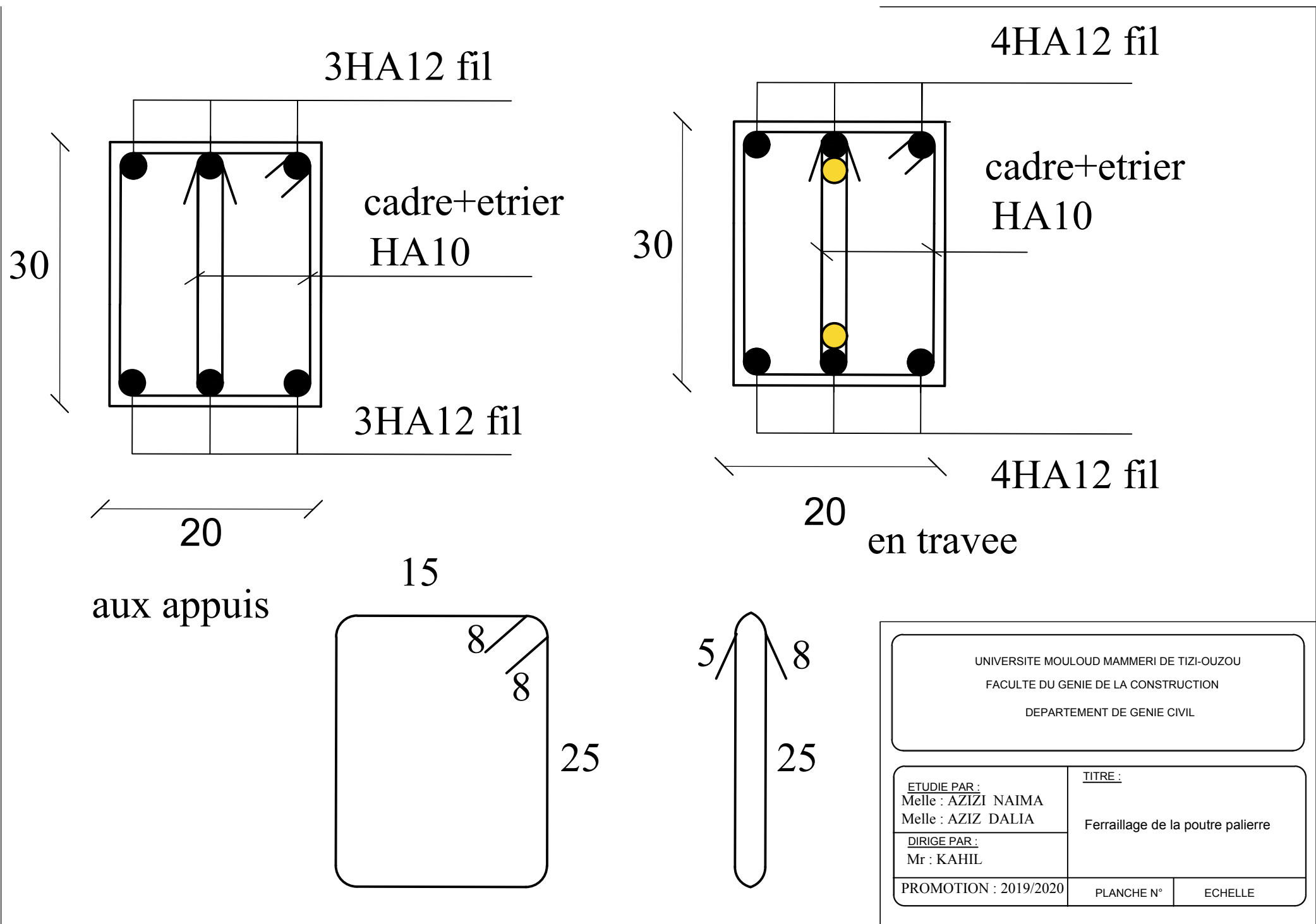
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : AZIZI NAIMA Melle : AZIZ DALIA	TITRE : Ferrailage de la poutre principal	
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL	PROMOTION : 2019/2020	PLANCHE N° ECHELLE

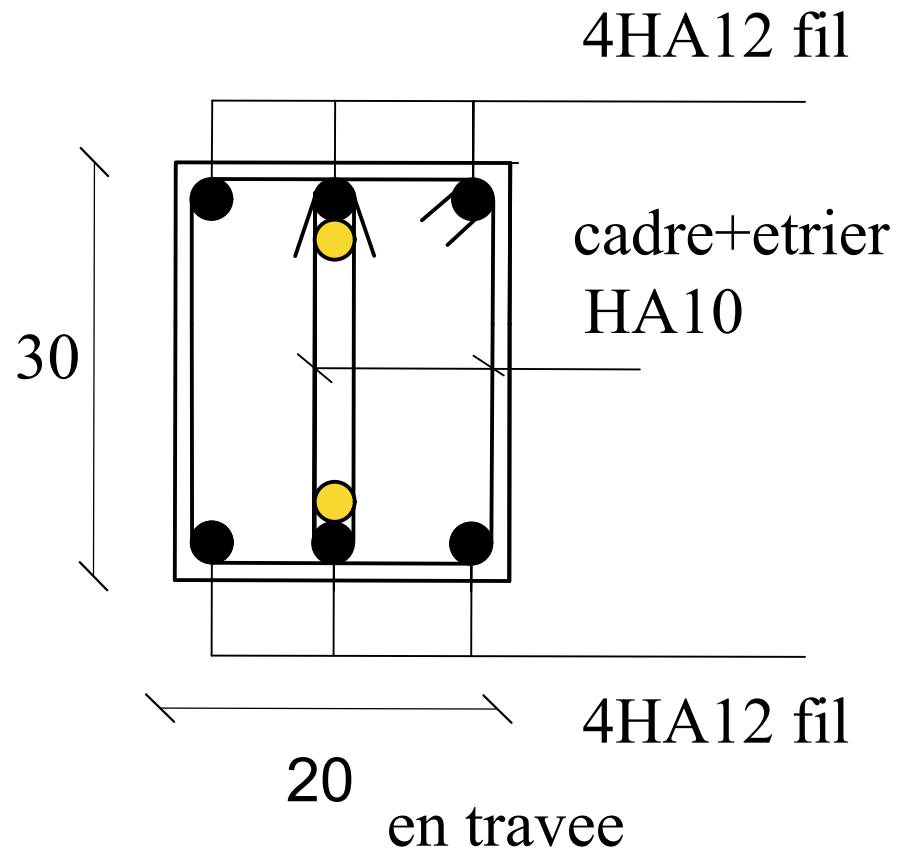
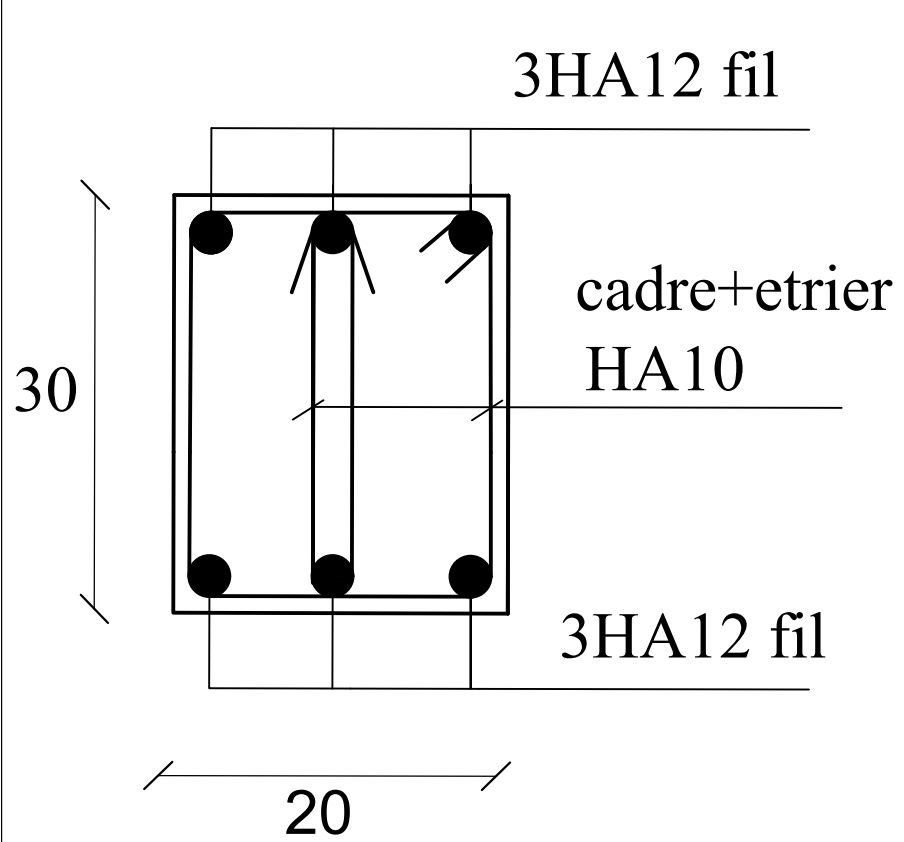


aux appuis

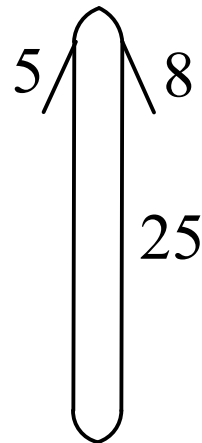
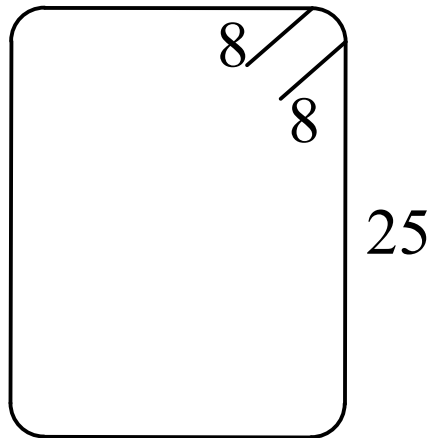


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : AZIZI NAIMA Melle : AZIZ DALIA	TITRE : Ferrillage de lapoutre secondaire	
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL	PROMOTION : 2019/2020	PLANCHE N°
		ECHELLE



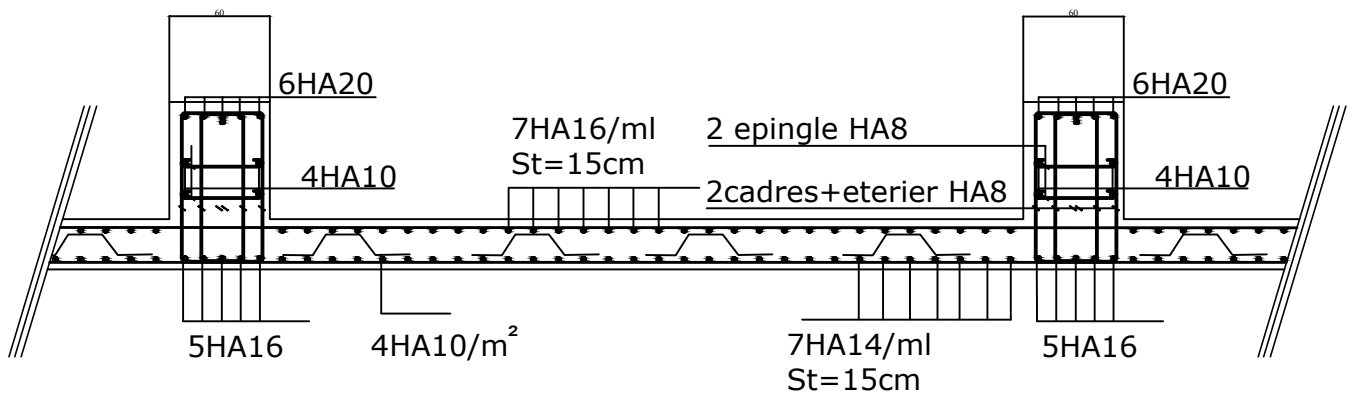


15
aux appuis

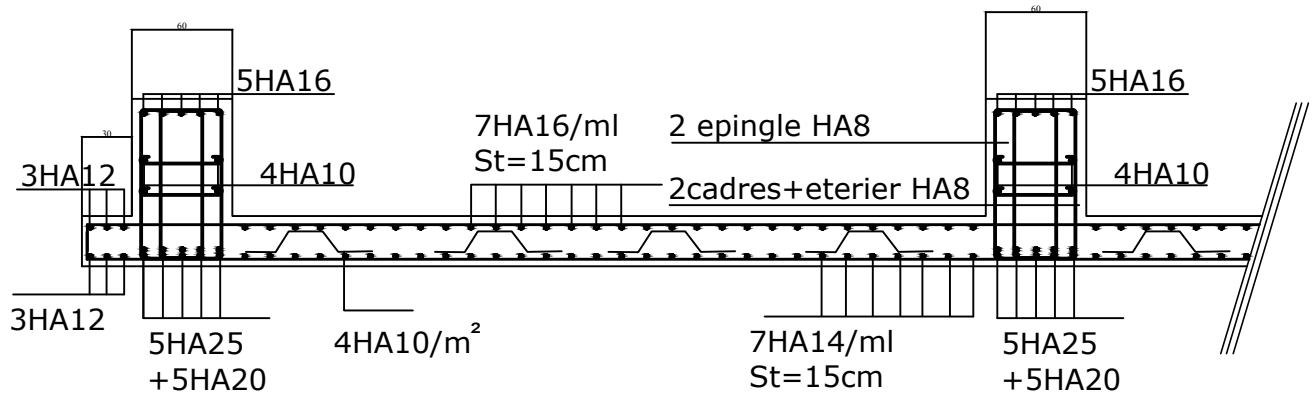


UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : AZIZI NAIMA Melle : AZIZ DALIA	TITRE : Ferrailage de la poutre chainage	
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL	PROMOTION : 2019/2020	PLANCHE N° ECHELLE

FERRAILLAGE NERVURE DIM (60 X 100) sens longitudinale



en travée



en appui

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : AZIZI NAIMA
Melle : AZIZ DALIA

DIRIGE PAR :
Mr : KAHIL

PROMOTION : 2019/2020

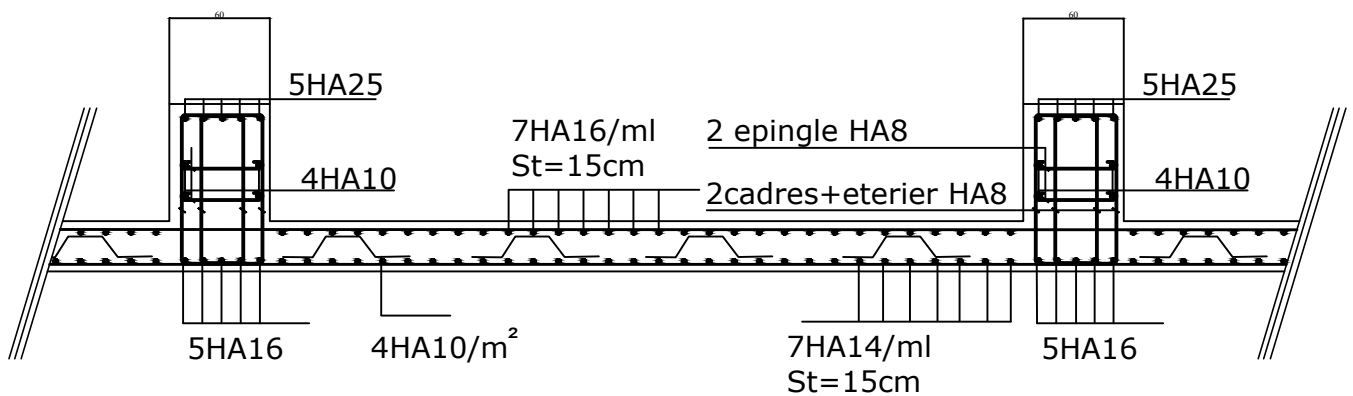
TITRE :

coffrage ferrailage des semelles

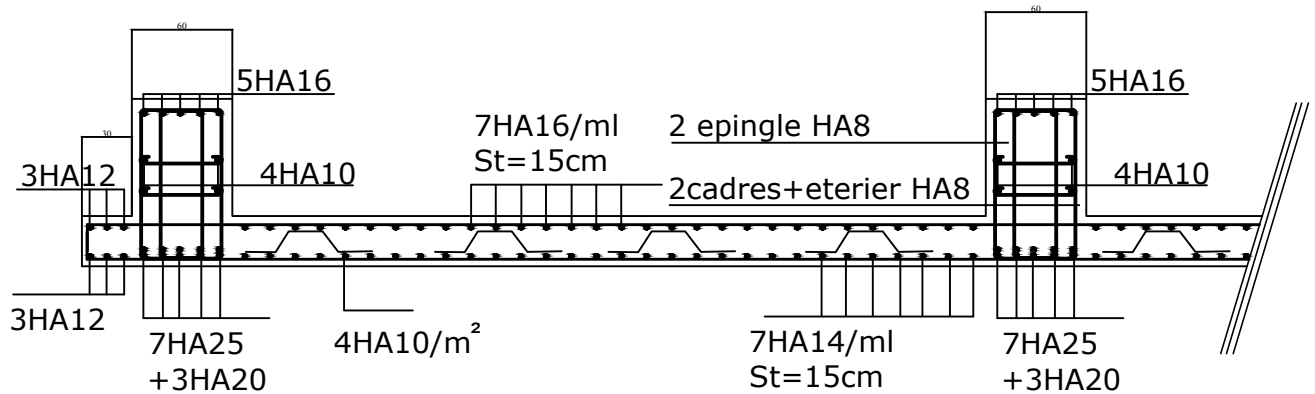
PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE NERVURE DIM (60 X 100) sens transversale



en travée



en apuis

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Melle : AZIZI NAIMA
Melle : AZIZ DALIA

DIRIGE PAR :
Mr : KAHIL

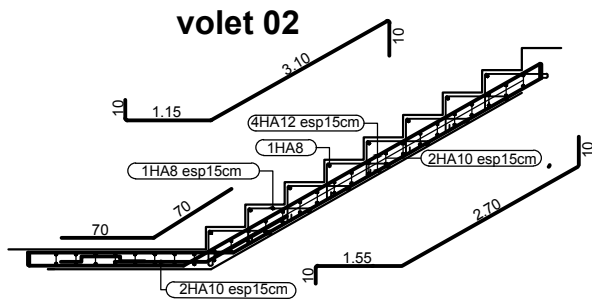
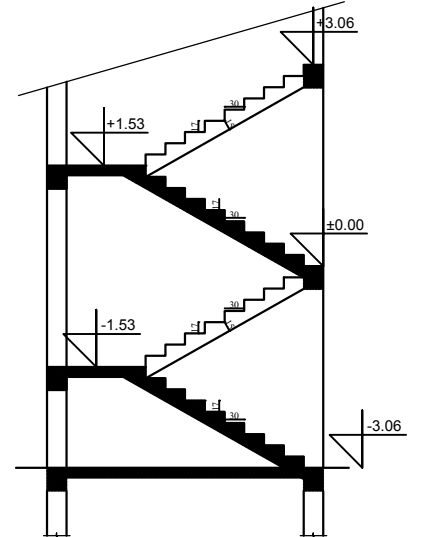
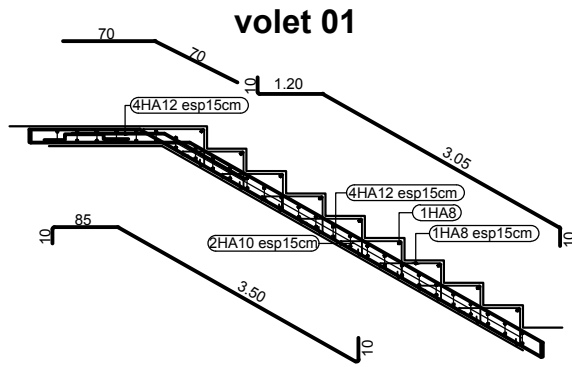
PROMOTION : 2019/2020

TITRE :

coffrage ferrailage des semelles

PLANCHE N°

ECHELLE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Melle : AZIZI NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA
DIRIGE PAR :
 Mr : KAHIL

TITRE :
 FERRAILLAGE DES
 ESCALIERS

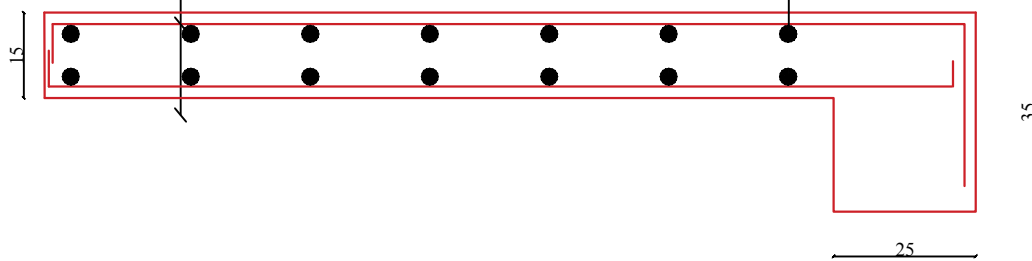
PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

ECHELLE

4HA12/ml
e=25

4HA12/ml
e=25



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Melle : AZIZI NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA
DIRIGE PAR :
 Mr : KAHIL

TITRE :
 Ferrailage des balcons

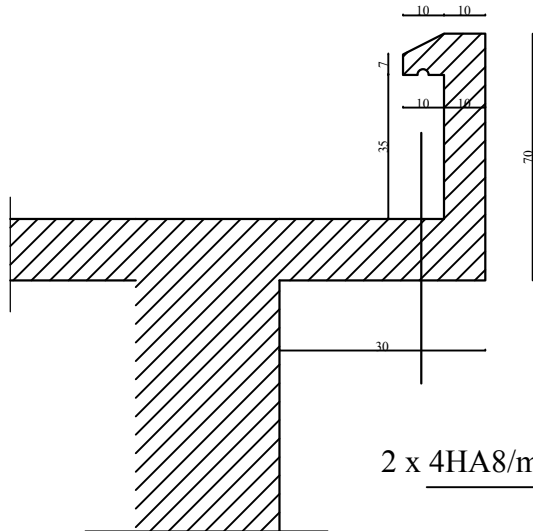
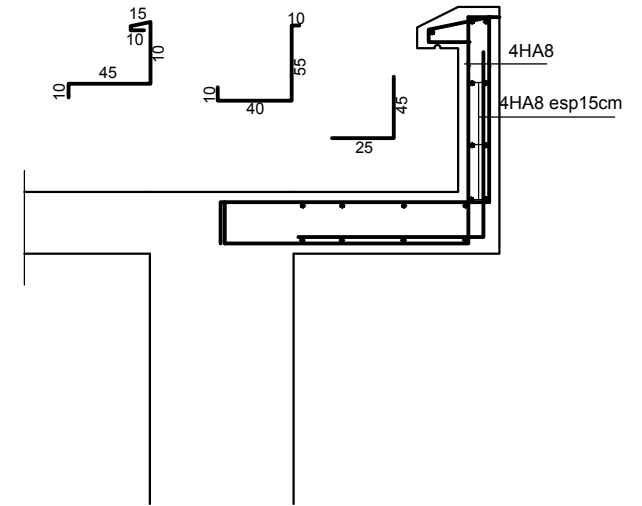
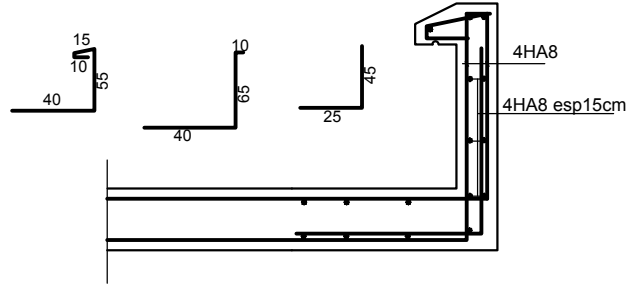
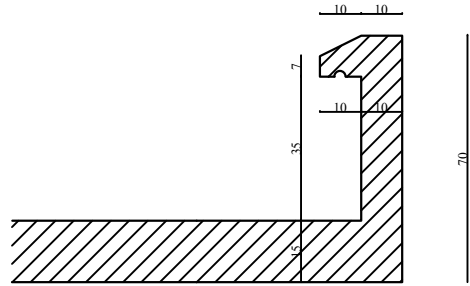
PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

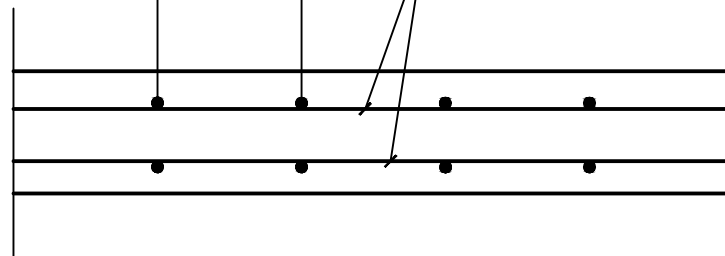
ECHELLE

coffrage de l'acrotère

ferrailage de l'acrotère



2 x 4HA8/ml (e=25 cm) 2 x 4HA8 (e=15cm)



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle : AZIZI NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA

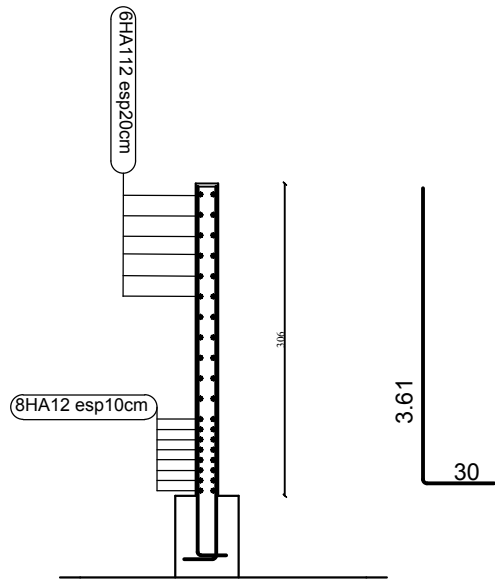
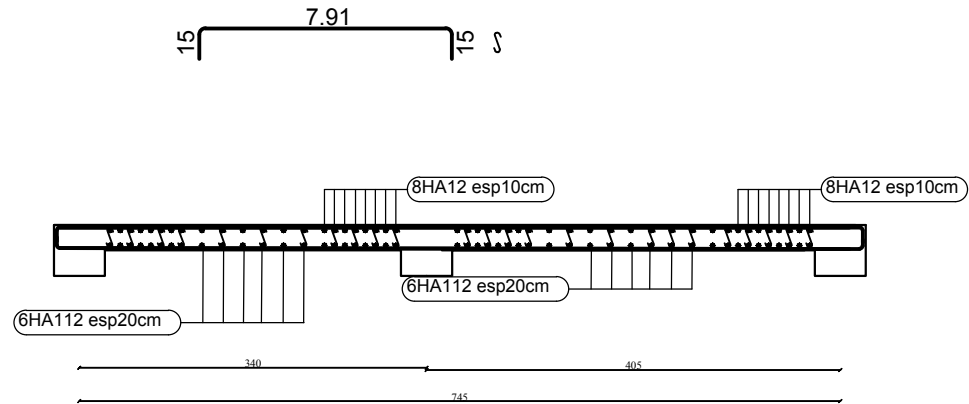
DIRIGE PAR :
 Mr : KAHIL

PROMOTION : 2019/2020

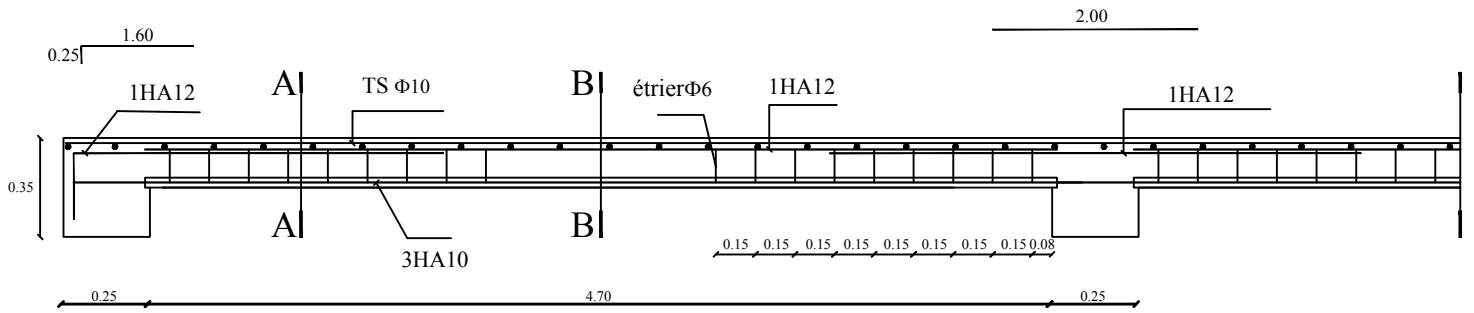
TITRE :
 Coffrage et Ferrailage de l'Acrotère

PLANCHE N°

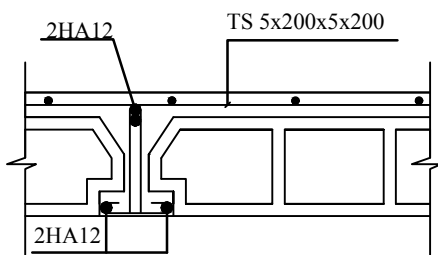
ECHELLE



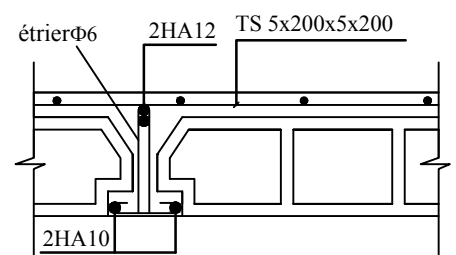
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Melle : AZIZI NAIMA Melle : AZIZ DALIA	TITRE : FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE	
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL		
PROMOTION : 2019/2020	PLANCHE N°	ECHELLE



en apuis A-A



en travée B-B



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle : AZIZI NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA

DIRIGE PAR :
 Mf : KAHIL

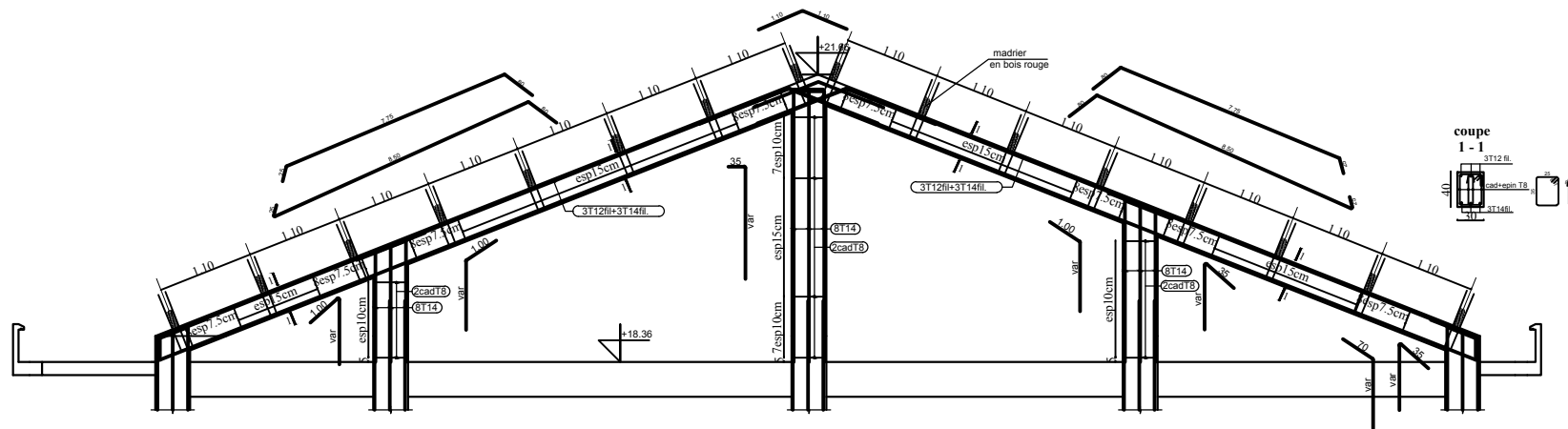
TITRE :

FERRAILLAGE DES PLANCHERS

PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

EHELLE : 1/25



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle : AZIZI NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA

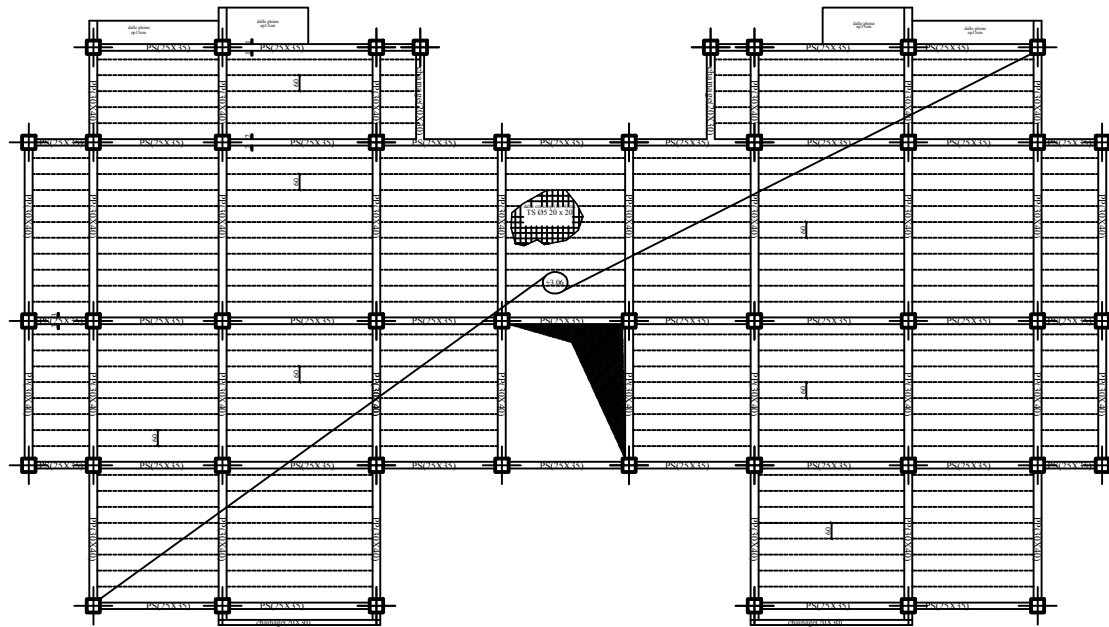
DIRIGE PAR :
 Mr : KAHIL

TITRE :
 ferrailage portique charpente

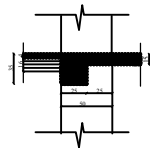
PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

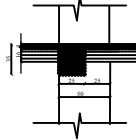
ECHELLE



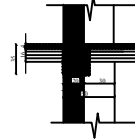
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Melle : AZIZ NAIMA
 Melle : AZIZ DALIA
 DIRIGE PAR :
 Mr : KAHIL

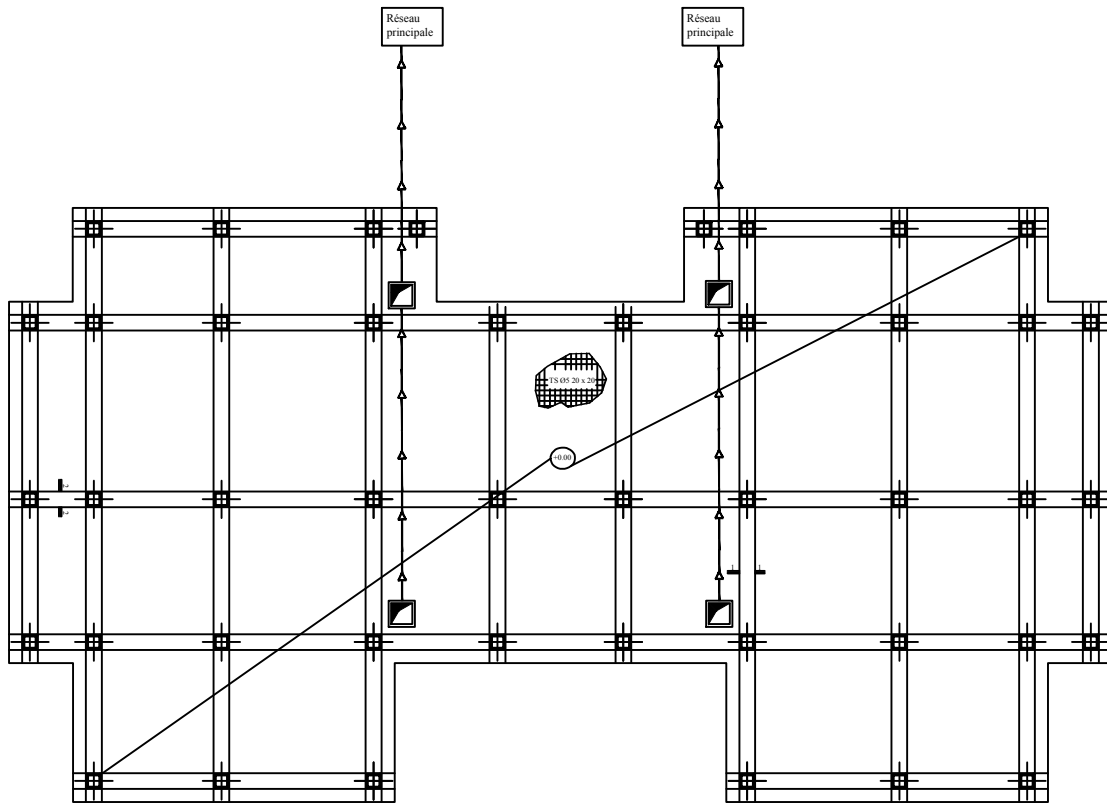
TITRE :

plans de coffrage RDC

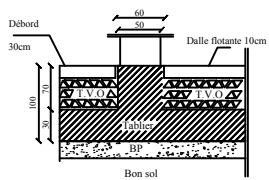
PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

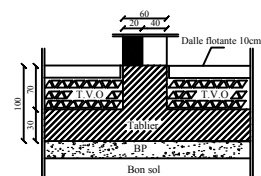
ECHELLE



Coupe 1-1



Coupe 2-2



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle : AZIZI NAIMA

Melle : AZIZ DALIA

DIRIGE PAR :

Mr : KAHIL

TITRE :

plans de coffrage l'infrastructure

PROMOTION : 2019/2020

PLANCHE N°

ECHELLE