

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou



Faculte de génie de la construction

Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle*

Thème

*Etude d'un bâtiment (RDC+9) à usage multiple
à contreventement mixte avec
L'application de logiciel ETABS*



Présentée par:

- ◆ Zaidi Asma
- ◆ ZerroukDehia

Encadrés par:

M^{me} Bouzid

Promotion 2018/2019



Remerciement

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener ce projet à terme.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Madame BOUZID et M^r NEKMOUCHE pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protèges.

Mes sœurs Sonia et Sara.

Mon frère Samir.

Tous mes amis (es).

Ma binôme.

Tous mes collègues de ma promotion.

ASMA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :
Mes chères parents, que dieu les protèges
Mes sœurs.
Mes frères.
Mon cher mari et mon petit ange Mazigh
Ma belle-famille.
Tous mes amis (es).
Ma binôme.
Tous mes collègues de ma promotion

DEHIA

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....Page001

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de
charge.....Page010

1-PlanchersPage010

2-Poutres.....Page012

3-PoteauxPage014

4- VoilesPage023

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....Page024

1-Les escaliersPage024

2-Poutre palièrePage040

3-Les planchers.....Page049

4-L'acrotère.....Page068

5- porte à fauxPage 077

6-Les balconsPage 082

7-La salle machine.....Page 090

Chapitre IV : étude de contreventement.....Page101

Chapitre V: Modélisation et Vérifications des exigences du RPA
.....Page117

Chapitre V I : Ferrailage des éléments structuraux Page130

1. Ferrailage des poteaux.....Page130

2. Ferrailage des poutresPage145

3. Ferrailage des voilesPage154

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....Page175.

Chapitre VIII : Etude de mur plaquePage207

Conclusion générale

Annexe : Plan de ferrailage et de coffrage

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

- Fig I-1) Diagramme contrainte- déformation (ELU)
Fig I-2) Diagramme contrainte déformation (ELS)
Fig I-3) Diagramme contrainte déformation de calcul
Fig II-1) Coupe verticale du plancher
FigII-2) Hall d'ascenseur
Fig II-3) Dimensions de la poutre principale
Fig-II-4) Dimensions de la poutre secondaire
Fig-II-5) Coupe vertical du plancher terrasse inaccessible
Fig II-6) Vertical du plancher étage courante
Fig II-7) Coupe verticale du mur extérieur
Fig II-8) coupe verticale du mur intérieure
Fig-II-9) coupe verticale de la dalle pleine
Fig II-10) Surface d'influence du poteau
Fig II-11) Coupes transversales des différentes sections de poteaux
Fig III-1) Coupe verticale des escaliers
Fig III-2) Schéma statique de l'escalier
Fig III-3) Schéma statique de l'escalier à l'ELU.
Fig III-4) coupe 1 du schéma statique à l'ELU
Fig III-5) coupe 2 du schéma statique à l'ELU
Fig III-6) Diagramme des efforts internes à L'ELU
Fig III-7) section de calcul de l'escalier
Fig III-8) Schéma statique de l'escalier à L'ELS
Fig III-9) coupe 1 de schéma statique à l'ELS
Fig III-10) coupe 2 de schéma statique à l'ELS
Fig III-11) diagramme des efforts interne à L'ELS
Fig III-12) Schéma statique de la poutre palier
Fig III-13) Diagramme des efforts internes
Fig III-14) Schéma statique de la poutre palier
Fig III-15) Diagramme des efforts internes à L'ELS
Fig III-16) Plan de ferrailage de la poutre
Fig III-17) Coupe A-A
FigIII-18) Ferrailage de la dalle de compression

Fig III-19) Surface revenant aux poutrelles

Fig III-20) Schéma statique de la poutrelle

Fig III-21) Section de la poutrelle

Fig III-22) Les dimensions de la Section en T

Fig III-23) Schéma statique de la poutre continue à L'ELU

Fig III-24) Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

Fig III-25) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

FigIII-26) Schéma statique de la poutre continue à L'ELS

Fig-III-27) Diagramme des moments fléchissant à

FigIII-28) Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

Fig III-29) section homogénéisée.

Fig III-30) Schéma de ferrailage de la poutrelle

Figure III-31) coupe de l'acrotère

FigIII-32) Diagramme des efforts internes

FigIII-33) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Fig III-34) Ferrailage de l'acrotère

Fig III-35) Schéma statique de calcul a L'ELU

Fig III-36) coupe de schéma statique à l'ELU

FigIII-37) Ferrailage de porte à faux

FigIII-38) Schéma statique de balcon

FigIII-39) Schéma statique de calcul à l'ELU

FigIII-40) coupe de Schéma statique

Fig III-41) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Fig III-42) Schéma statique de calcul à l'ELS

Fig III-43) coupe Schéma statique de calcul à l'ELS

FigIII-44) Diagramme des efforts internes à l'ELS

Fig III-45) Ferrailage du balcon

Fig III-46) Schéma d'un ascenseur

Fig III-47) Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle

Fig III-48) panneau de la dalle de la salle machine

Fig III-49) Correction des moments

Fig III-50) Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

Fig III-51) Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Fig IV-1): Refend longitudinal

Fig IV-2): Refend transversal

Fig IV-3) : Diagramme des moments des aires

Fig IV-4) Section du trapèze de niveau considéré

Fig V-1) modèle 3D de la structure après modélisation

Fig VI-1) Section en flexion composée.

FigVI-2) Moment exerçant sur le poteau.

Fig VI-3) section réelle des armatures

Fig VI-4) Délimitation de la zone nodale

Fig-VI-5) Section homogénéisée du béton.

Fig VI-6) Ferrailage des poteaux

FigVI-7) section simplement armé

Fig VI-8) schéma de calcul flexion simple

Fig VI-9): Ferrailage de la poutre principales en travée

Fig VI-10): Ferrailage de la poutre principales aux appuis

Fig VI-11): Ferrailage de la poutre principales en travée

Fig VI-12): Ferrailage de la poutre principales aux appuis

Fig VI-13) Disposition des voiles

FigVI-14) : Disposition des armatures verticales.

Fig VII-1 schéma d'une semelle isolé.

Fig VII-2) Répartition des efforts dans la semelle.

FigVII-3) Diagramme des contraintes du sol sous le radier.

Fig VII-4 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

VII-5) Le panneau le plus sollicité.

FigVII-6) Schéma statique du débord.

Fig VII-7) Présentation des chargements simplifiés.

Fig VII-8) Diagramme de chargements des nervures à l'ELU.

Fig VII-9) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Fig VII-10) diagramme de chargements des nervures a l'ELS.

Fig VII-11) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Fig VII-12) diagramme de l'effort tranchant a l'ELU.

Fig VII-13) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Fig VII-14) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Fig VII-15) diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Fig VII-16) Diagramme de chargements des nervures à L'ELU

Fig VII-17) Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Fig VII.18) Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.

Fig VII-19) Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

FigVII-20) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Fig VII-21) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Fig VII-22) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Fig VII-23) Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Fig VIII-1) Section droit de mur plaque

Fig VIII-2) Diagramme des contraintes

Fig VIII-3) Schéma du mur plaque

Fig VIII-4) schéma de calcul

FigVIII-5) Ferrailage du mur plaque

Lise des tableaux :

Tab II-1) Charges permanentes de terrasse inaccessible

Tableau II-2) Charges permanentes du plancher étage courant.

TabII-3) Charge permanente du mur extérieur.

TabII-4) charges permanentes du mur intérieur.

Tab-II-5) Charges permanentes de la dalle pleine.

TabII-6) Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.

Tab-II-7) Coefficients de dégression des surcharges

Tab-II-8) Pré dimensionnement des poteaux

Tab III-1) charge permanente de la paillasse

Tab III-2) charge permanent du palier

Tab III-3) Les moments aux appuis

TAB III-4) moment en travée A l'ELU

Tab III-5) Les effort tranchant à L'ELU

Tab III-6) Effort tranchant à l'ELS

TabIII-7) charges permanente du garde-corps

Tab IV-1) Inertie des voiles transversaux

Tab IV-2) Inertie des voiles longitudinaux

Tab IV-3) récapitulatif des flèches d'un voile de « $I = 1 \text{ m}^4$ »

Tab IV-4) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Tab IV-5) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Tab IV-6) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Tab IV-7) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Tab IV-8) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Tab IV-9) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

Tab IV-10) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

Tab IV-11) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

Tab V-1) Vérification de la valeur du coefficient v de l'effort normal réduit

Tab V-2) Vérification de la valeur du coefficient v de l'effort normal réduit après redimensionnement

Tab V-3) pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles selon x-x

Tab V-4) pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles selon y-y

Tab V-5) Résultat de la période donné par ETABS

Tab V-6) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

Tab V-7) Les valeurs de l'effort tranchant selon x-x et y-y

Tableau V-8) L'effet de torsion d'axe vertical donné par le logiciel ETABS

Tab V-9) Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Tab V-10) Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

Tab V-11) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta selon x-x

Tab V-12) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta selon y-y

Tab VI-1) Caractéristique mécanique des matériaux

Tab VI-2) Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Tab VI-3 Calcul des armatures pour les poteaux

Tab VI-4) Ferrailage des poteaux

Tab VI-5) Vérification des contraintes à l'ELS

Tab VI-6) Vérification de la condition de non fragilité

Tabl VI-7) ferrailage des poutres principales

Tab VI-8): ferrailage des poutres secondaires

TabVI-9): Vérifications armatures longitudinales à l'ELU

Tab VI-10) Vérifications armatures transversales à l'ELU.

Tab VI-11) les moments à ELS

TabVI-12) Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres principales

TabVI-13) Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres secondaires

Tab VI-14) caractéristique géométrique de voile VT1

Tab VI-15) Ferrailage adopté

Tab VI-16) Ferrailage du voile longitudinale V11

Tab VI-17) Ferrailage de voile longitudinale V12

Tab VI-18) Ferrailage de voile transversale VT1 :

Tab VI-19) Ferrailage de voile transversale VT2

Tab VI-20) Ferrailage de voile transversale VT3

Tab VI-21) Ferrailage de voile transversale VT4

Tab VII-1) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Tab VII-2) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Tab VII-3) Surface des semelles filantes sous poteaux

Tab VII-4) vérification des contraintes dans le béton

Tab VII-5) Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

Tab VII-6) Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

Tab VII-7) les efforts interne dans les nervures

Tab VII-8) Ferrailage adoptée pour la nervure.

Tab VII-9) Vérification des contraintes à l'ELS

Tab VIII-1) Ferrailage de mur plaque

Tab VIII-2) vérification des contrainte ELS

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Ses ingénieurs s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est privilégié, car en plus de son prix avantageux, comparé aux matériaux bois et acier, il apporte aussi bien d'autres avantages, tels que :

- La maniabilité.
- La durabilité (durée de vie).
- La résistance au feu.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger lié à ce choix ; dégâts pouvant être occasionné par le séisme. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériennes définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Ainsi, une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que le séisme.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

L'étude de ce projet de bâtiment a pour but d'assurer sa stabilité et sa résistance afin d'assurer la sécurité des occupants.

I-1) Description

L'ouvrage qui nous a été confié consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment de dix niveaux (R+9) à usage multiple (habitation, bureau et commerce).

Le bâtiment est implanté à la commune DRAA EL MIZAN, wilaya TIZI OUZOU, région classée selon le règlement parasismique Algérien(RPA99) comme zone sismique d'importance moyenne (Zone II_a).

I-2) Nature de l'ouvrage

- RDC à usage de bureau.
- 1ère étage à usage d'habitation et commercial.
- 2ème étage à usage d'habitation et locaux de bureaux.
- Deux cages d'escaliers.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

I-3) Caractéristique géométrique

- ◆ Hauteur totale 30.60 m
- ◆ Longueur totale 25.35 m
- ◆ Largeur totale 18.85 m
- ◆ Hauteur de RDC 3.06 m
- ◆ Hauteur d'étage 3.06 m
- ◆ Hauteur de l'acrotère 0.60 m

I-4) Données de site

- ◆ Zone de moyenne sismicité
- ◆ Groupe d'usage 2
- ◆ Site meuble « S₃ »
- ◆ Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1.7 \text{ bar}$.

I-5) Les éléments de l'ouvrage**I-5-1) Ossature**

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.)

I-5-2) Planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

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

a) Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression collée sur place, reposant sur des poutrelles.

b) Dalles planes en béton armé

Les dalles planes sont prévues au niveau des balcons et les paliers de repos et la dalle d'ascenseur.

I-5-3) Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** sont en double cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparé par des lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Les murs de séparations intérieurs :** sont réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I-5-4) Revêtement

Ils sont réalisés en :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et les cages des escaliers
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines
- Mortier de ciment pour les murs pour les façades et les cages d'escaliers
- Plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds

I-5-5) Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I-5-6) Les escaliers :

Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

Dans notre cas Nous avons deux types d'escalier :

- Escalier à trois volées pour le 1ère et le 2ème étage.
- Escaliers à deux volées pour les autres étages.

I-5-7) Cage d'ascenseur

L'ouvrage comporte une cage d'ascenseur réalisé par des voiles en béton armé.

I-5-8) Voiles

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

I-5-9) Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm, vient se greffer à la périphérie de terrasse, il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité

I-5-10) Terrasse

Notre bâtiment est muni d'une terrasse inaccessible.

I-5-11) Fondation

La fondation est la partie enterrée d'un ouvrage. Elle sert à transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol, de l'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-5-12) Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles afin de limiter le temps d'exécution.

I-6) Réglementation utilisée :

- BAEL 91 (Règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (Règlement parasismique algériennes).
- DTR-BC-22 (Charges et surcharges d'exploitation).

I-7) Les états limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories

I-7-1) état limite ultime de résistance : C'est l'état qui conduit à la ruine de l'ouvrage soit par :

- perte de l'équilibre statique (basculement).
- perte de stabilité de forme (flambement).
- perte de résistance (rupture).

I-7-2) état limite de service : c'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend :

- la limite de compression de béton.
- La limite d'ouverture de fissuration.
- La déformation des éléments de construction (flèche).

I-8) Caractéristiques des matériaux

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

I-8-1) Le béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats (sables et gravier), il est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance Varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment et la quantité d'eau de

gâchage et l'âge de béton, ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et RPA99 modifié en 2003

A titre indicatif le dosage courant par m^3 de béton, est défini comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5mm$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25mm$).
 - Gravions : 800L
 - Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400 Kg / m^3 de classe CPA 325.
- Eau de gâchage 150 à 200L

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini 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 $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$\left[\begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0.83 j)} \text{ MPa , pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0.95 j)} \text{ MPa , pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right]$$

Si $j > 60$ jours : $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

on adopte : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Elle est défini par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{tj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art 2-1-12 BAEL 91})$$

Pour $j = 28$, on a : $f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

c) Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

❖ Module de déformation instantanée

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

(Art 2-1-21 BAEL 91)

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

❖ Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage)

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa,}$$

(Art 2-1-22 BAEL 91)

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$

d) Module de déformation transversal

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson donné par l'article **A.2.13 du BAEL91**, il est défini comme le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations on considère le béton fissuré (ELU)} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul des déformations on considère le béton non fissuré (ELS)} \end{cases}$$

e) Contrainte limite (admissible)

e-1) contrainte de compression

➤ à L'ELU

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (Art 4-3-41 BAEL91)}$$

avec : γ_b : coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 en situation accidentelle

1.5 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

θ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0.9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

à 28j on a $F_{bc}=14.2\text{MPa}$ en situation courante.

Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU :(BAEL/A.4.3.4)

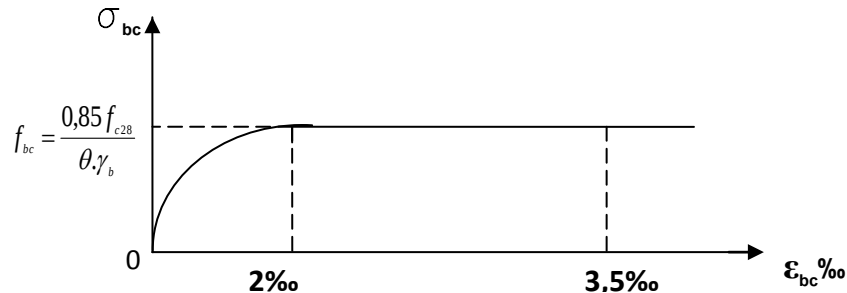


Fig I-1) Diagramme contrainte- déformation (ELU)

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$ compression pure

Avec $(\varepsilon_{bc}$ raccourcissement du béton).

$2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ compression avec flexion

➤ à L'ELS

La contrainte limite de service à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}. \quad (\text{Art 4-5-2 BAEL91})$$

à 28j on a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$

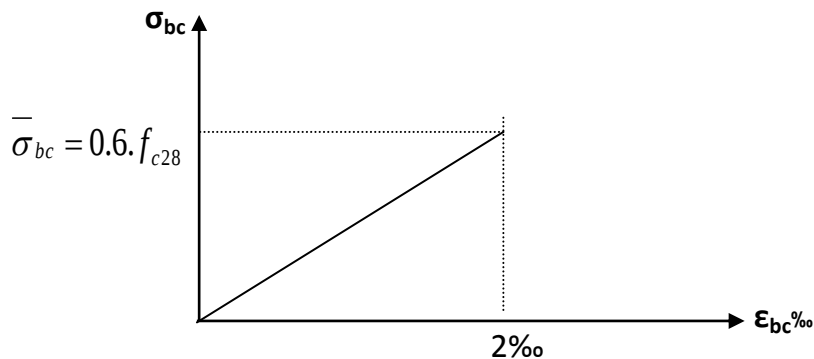


Figure I-2) Diagramme contrainte déformation (ELS)

e-2) contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad (\text{Art 5-1-1 BAEL91})$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_o : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA} \}$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA} \}$$

I-7-2) l'acier

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classé en trois catégories :

- Les rends lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garantie de 215Mpa et 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garantie de 400Mpa et 500Mpa respectivement.
- Les treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

- a) **Module d'élasticité longitudinale de l'acier** : il est noté E_s sa valeur et toujours constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa (Art 2-2-1 BAEL91)}$$

- b) **Coefficient de poisson des aciers** : il est pris égale à $\nu = 0,3$.

- c) **Contrainte limite dans l'acier**

➤ À L'ELU

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, elles sont utilisées jusqu'à leurs limites d'élasticités.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivant :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

Diagramme contraintes-déformations : (BAEL 91, Art. A-2-2-20)

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

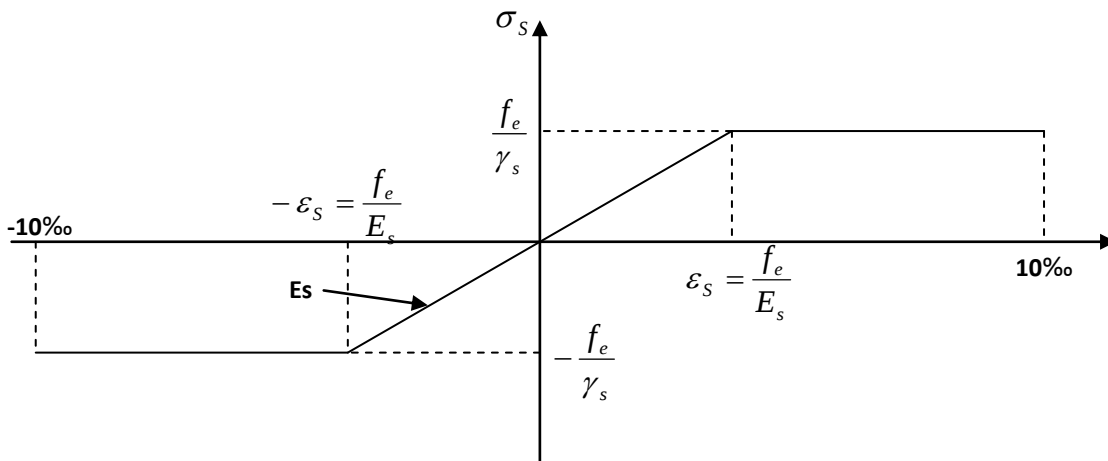


Figure I-3) Diagramme contrainte déformation de calcul

➤ **à L'ELS**

Pour limiter la fissuration et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

- Fissuration peu préjudiciable (**Art 4-5-32 BAEL91**)
cas des éléments situés dans des endroits couverts tels que les locaux, et par conséquent, il n'y a pas de limitation de contraintes et on prend : $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$.
- Fissuration préjudiciable : (**Art 4-5-33 BAEL91**)
cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations.

$$\sigma_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right).$$

Avec : η : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.
- $\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi \geq 6 \text{ mm}$
- $\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence dont. $\phi < 6 \text{ mm}$

- Fissuration très préjudiciable : (**Art 4-5-34 BAEL91**)
Cas des éléments exposés à des milieux agressifs ou doivent assurer une étanchéité ; dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \cdot \xi$
Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 8 mm.

b) Protection des armatures (Art 7-2-4 BAEL91)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressives, nous devons respecter les conditions suivant :

- $C \geq 5\text{cm}$...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$...pour les parois situées dans les locales.

Introduction

Ce second chapitre est consacré aux pré-dimensionnement des éléments structuraux. Cette étape est le point de départ et la base de la justification à la résistance, à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage. Ainsi, les éléments de la structure à dimensionner sont :

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- voiles

II-1) Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment.

a) Les plancher à corps creux

Réaliser en corps creux (hourdis + dalles de compression), ils reposent sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale de plancher

$L_{\max}$: Longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L_{\max} = 430 - 25 = 405\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{405}{22.5} = 18\text{cm}$$

Ainsi, on adopte un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm

Dans cette structure, ce plancher est utilisé pour tous les étages courants.

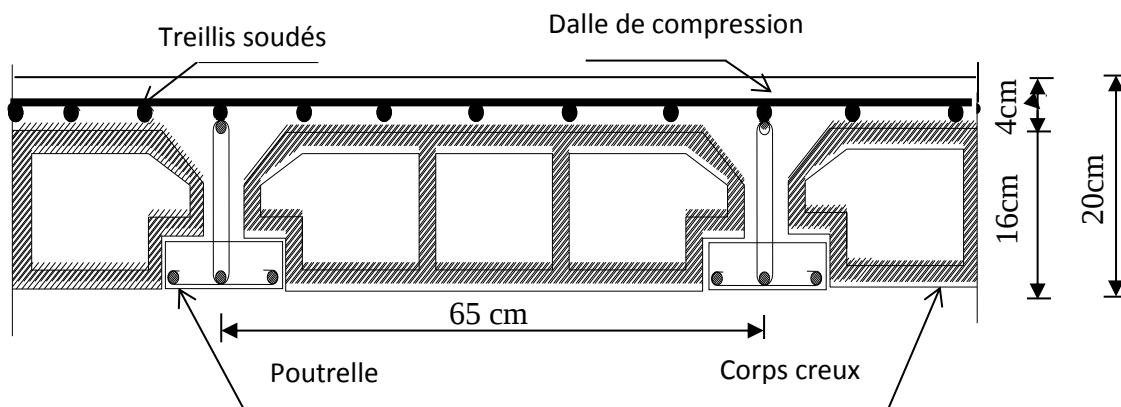


Fig II.1 coupe verticale du plancher

b) Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

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

b-1) Dalle pleine pour le hall d'ascenseur**✓ Condition de résistance à la flexion**

C'est une dalle pleine en béton armée reposant sur plus de trois appuis, avec les dimensions suivantes :

$$L_x = 365 \text{ cm}$$

$$L_y = 430 \text{ cm}$$

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{365}{430} = 0.849$$

Donc : $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ $\longrightarrow$

Le panneau travaille suivant les deux directions

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \longrightarrow \frac{365}{50} \leq e \leq \frac{430}{40}$$

$$7.3 \leq e \leq 9.125, \quad e = 9 \text{ cm}$$

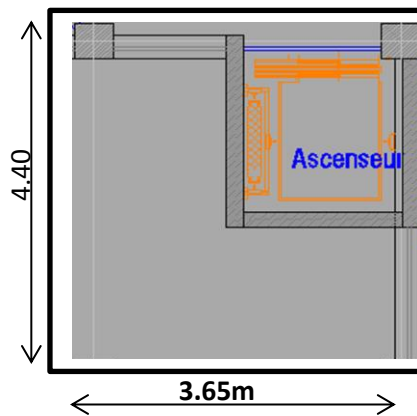


Fig II-2) Hall d'ascenseur

✓ Condition de résistance au feu

Cette condition permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle, afin d'assurer une protection vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe-feu.
- $e = 17 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe-feu.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins de deux heures. On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article, $e = 15 \text{ cm}$.

✓ condition d'isolation phonique

Selon les règles du **CBA93 et le BAEL91 modifié 99**, la loi de masse exige que pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens), la masse du plancher doit être supérieure à 350 kg/m^2 .

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \longrightarrow e \geq \frac{M_P}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$e \geq 14 \text{ cm}$$

D'après les trois conditions précédentes, on opte pour une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur pour le hall d'ascenseur.

b-2) dalle pleine pour les balcons

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion dans notre cas les dalles sont considérées comme des consoles encastrees.

$$e_p = \frac{L}{10}$$

L : la largeur de balc

$$L=170\text{cm} \quad e_p = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

On opte pour les balcon une dalle de 20cm d'épaisseur.

b-3) Dalle pleine pour les porte à faux

pour déterminer leurs épaisseurs on applique la même condition qu'on a appliqué pour les balcons et ils sont aussi considérés comme des consoles enastres.

$$e_p = \frac{L}{10}$$

$$L=120\text{cm} \quad e_p = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

Pour les porte à faux de notre bâtiments, on opte pour une dalle de 15cm d'épaisseur.

II-2) Les poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « h_t » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec : $L_{\max}$: distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

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

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui sont parallèles à la plus grande portée. Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.
- Poutres secondaires qui sont disposées parallèlement aux poutrelles. Leur rôle principale est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteuses.

a) Poutres principales : $L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$

La hauteur : $415/15 \leq h_t \leq 415/10$

$$29.33 \leq h_t \leq 44 \quad \longrightarrow \quad h_t = 35 \text{ cm.}$$

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \longrightarrow \quad b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) ;

- $h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $b=25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- $h_t / b = 35 / 25 = 1.4 \leq 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

La section de la poutre principale **(b x h_t) = (25 * 35) cm².**

b) Poutres secondaires : $L_{\max} = 430 - 25 = 405 \text{ cm.}$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$.

$$27 \leq h_t \leq 40.5 \quad \longrightarrow \quad h_t = 35 \text{ cm}$$

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \longrightarrow \quad b = 25 \text{ cm.}$$

Donc la section de la poutre secondaire est **(b x h_t) = (25*35) cm².**

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifier.}$
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifier.}$
- $h_t / b = 1.4 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifier.}$

Conclusion : les dimensions retenues sont :

Poutres principales : **(25*35) cm².**

Poutres secondaires : **(25 * 35) cm².**

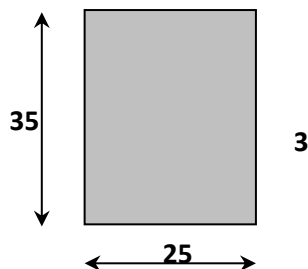


Fig II-3) Dimensions de la poutre principale

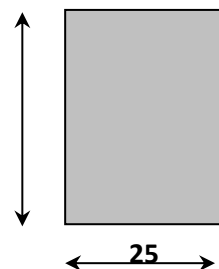


Fig II-4) Dimensions de la poutre secondaire

II-3) Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Le RPA nous impose pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b1, h1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b1, h1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < b1 / h1 < 4 \end{array} \right.$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que

$$N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

II-3-1) Détermination des charges et surcharges :(DTR B.C 2.2) :**a) Charges permanentes :****a-1) Terrasse inaccessible**

Tableau II-1) Charges permanentes de terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Protection en gravillon roulés	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
5	Feuille de polyane (par vapeur)	/	/	0,02
6	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G = 5,88

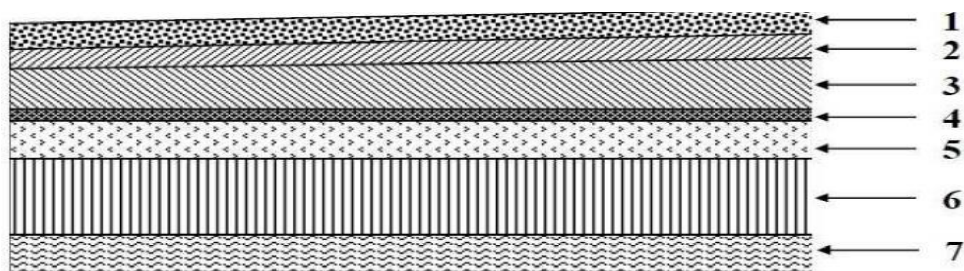


Fig II-5) Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

a-2) Etage courant:

Tableau II-2) Charges permanentes du plancher étage courant.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	briques creuses	0,10	9	0,90
7	enduit de plâtre	0,02	10	0,20 × 2
				G=5.50

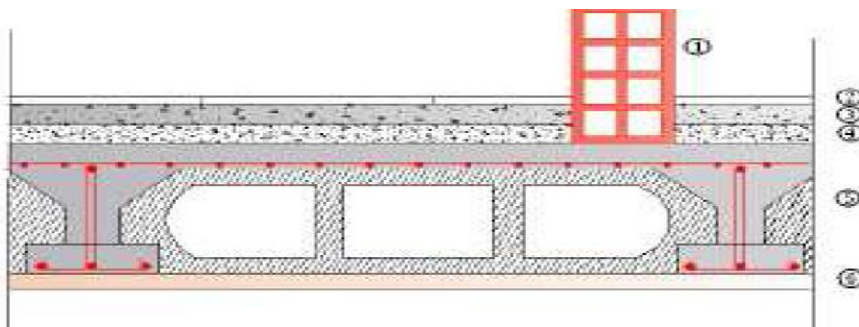


Fig II-6) vertical du plancher étage

a-3) Maçonnerie

Tab II-3) Charge permanente du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,15	13	1,95
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20

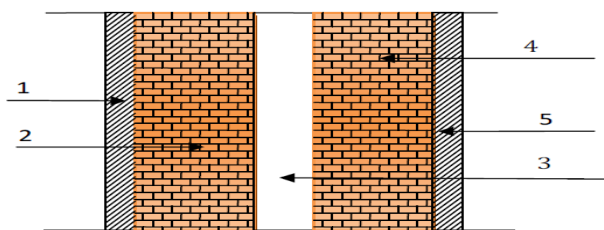


Fig II-7) Coupe verticale du mur extérieur

Tab II-4) charges permanentes du mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02X2	10X2	0,40
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,30

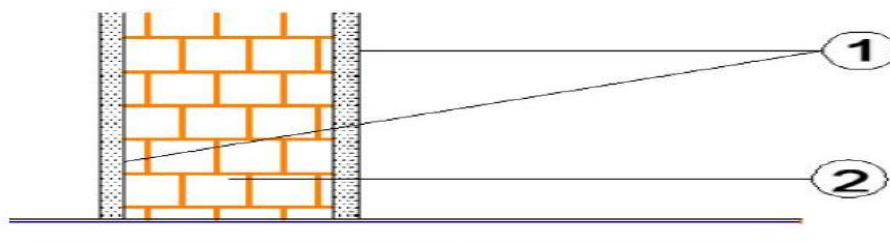


Fig II-8) coupe verticale du mur intérieure

a-4) Dalles pleines

NB : Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, portes à faux et hall d'ascenseur)

Tab II-5) Charges permanentes de la dalle pleine.

	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,15	22	0,44
6	Mur intérieur	0,10	/	1,30
				G = 6,45

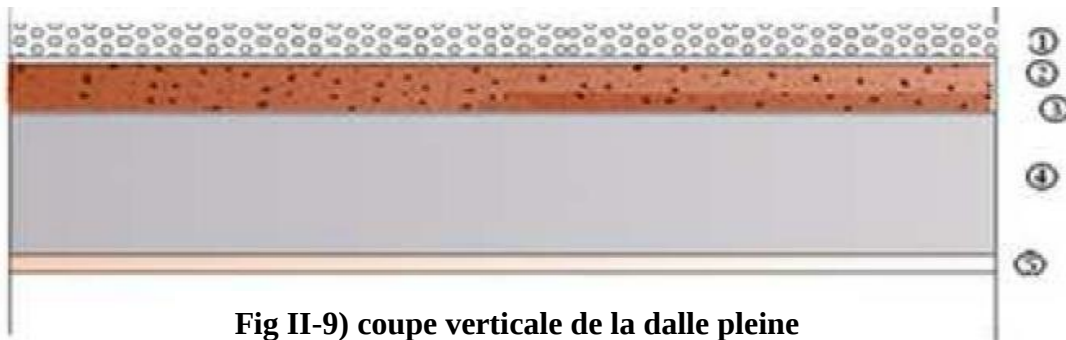


Fig II-9) coupe verticale de la dalle pleine

b) Les charges d'exploitations

Tab II-6) Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.2.2.

les éléments de la structure	Surcharges KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Balcons	3.50
Acrotère	1.00
Escalier et hall d'ascenseur	2.50

c) Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est E4

c-1) Surface influence

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

$$S_1 = 1.8 \times 1.70 = 3.06 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.03 \times 1.70 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.08 \times 1.80 = 3.45 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.03 \times 2.08 = 4.22 \text{ m}^2$$

$$S = 14.48 \text{ m}^2$$

$$S' = 10.73 \text{ m}^2$$

Tel que:

S: la section totale et S': la section de la dalle pleine.

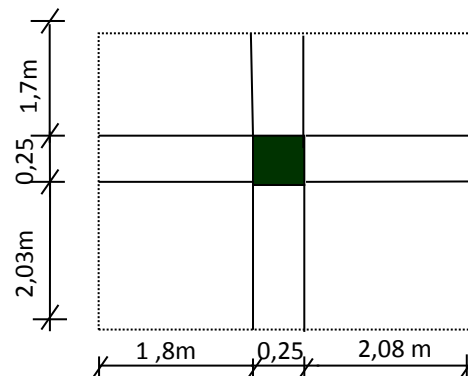


Fig II-10) Surface d'influence du poteau

C-2) Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher } P = G_t \times S_n.$$

- Plancher terrasse

-Corps creux :

$$P_{\text{terrasse}} = 5.88 \times 10.73 = 63.09$$

-Dalle pleine

$$P_{\text{terrasse}} = 6.45 \times 3.75 = 24.19$$

- **Plancher étage courant**

-Corps creux

$$P_{ec} = 5.50 \times 10.73 = 59.02 \text{ KN.}$$

-Dalle pleine

$$P_{ec} = 6.45 \times 3.75 = 24.19 \text{ KN.}$$

c-3) Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**

$$P = (0.25 \times 0.35) \times (1.7 + 2.08) \times 25 = 8.27 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.25 \times 0.35) \times (1.8 + 2.03) \times 25 = 8.38 \text{ KN}$$
 où le poids total des poutres est :

$$P = 8.27 + 8.38 = 16.65 \text{ KN.}$$

c-4) Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau, on utilise la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Poids du poteau du RDC et étages courants :

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

d) Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 14.48 = 14.48 \text{ KN.}$

Plancher étage courant :

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.50 \times 10.73 + 3.5 \times 3.75 = 29.22 \text{ KN}$$

e) Descente de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire «DTR B.C. 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation» qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

Sous les étages inférieurs à 5 : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

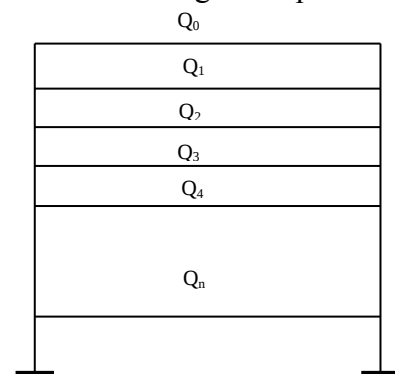
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$



Avec : n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_n : charge d'exploitation sur l'étage courante

Tab-II-7 : Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	12	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65	0,636

Donc :

- terrasse : $Q_0 = 14.48\text{KN}$
- 8ème étage : $Q_0 + Q_1 = 43.7\text{KN}$
- 7ème étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 69.998\text{KN}$
- 6ème étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 93.374\text{KN}$
- 5ème étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 113.828\text{KN}$
- 4ème étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 131.36\text{KN}$
- 3ème étage : $Q_0 + 0.750(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 145.987\text{KN}$
- 2ème étage : $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 160.521\text{KN}$
- 1ème étage : $Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 175.305\text{KN}$
- RDC: $Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 189.887\text{KN}$

Tab-II-8: Pré dimensionnement des poteaux

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
Niv	Poids Plancher	Poids Poutre	Poids poteau	G	G _c	Q	Q _c	N _s = G _c + Q _c	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
10	87.28	16.65	00	103.93	103.93	14.48	14.48	118.41	78.94	25x30
09	83.21	16.65	4.78	104.64	208.57	29.22	43.7	252.45	168.36	25x30
08	83.21	16.65	4.78	104.64	313.21	29.22	69.99	383.19	255.46	25x30
07	83.21	16.65	4.78	104.64	417.85	29.22	93.37	511.54	341.03	25x30
06	83.21	16.65	4.78	104.64	522.49	29.22	113.83	636.32	424.21	25x30
05	83.21	16.65	4.78	104.64	624.13	29.22	131.36	755.49	503.96	25x30
04	83.21	16.65	4.78	104.64	731.77	29.22	145.98	877.75	585.17	30x35
03	83.21	16.65	4.78	104.64	836.41	29.22	160.52	996.93	664.62	30x35
02	83.21	16.65	4.78	104.64	941.05	29.22	175.305	1116.36	744.24	30x35
01	83.21	16.65	4.78	10.46	1045.69	29.22	189.88	1235.57	823.71	30x35

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

f) Vérification**f-1) Vérification relative au coffrage :**

La vérification de la section du poteau :(RPA99/version 2003 Art7.4.1
En Zone IIa nous impose :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(25 \times 30) = 25 \geq 25\text{cm}$ Condition vérifié.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3\text{cm}$ Condition vérifié.
Avec h_e : la hauteur libre du poteau.

- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Poteaux de RDC, et étage courants:

$$1/4 < b / h = 30/35 = 0.857 < 4. \text{Condition vérifié.}$$

f-2) Vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

I: Moment d'inertie du poteau : $I_{Y-Y} = h \times b^3 / 12$.

i: Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) tel que $b=h$.

L_f : La longueur de flambement L_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 [1] nous suggère d'adopter

$L_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est à ses extrémités,

- soit encastré dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau (la distance entre les faces supérieurs de deux plancher consécutifs)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12B}}} \Rightarrow \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{l_0}{b} \longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

► Poteaux (30x 35), pour le RDC, 1, 2 et 3^{ème} étages :

$$L_0 = 3.06 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.30} = 24.684 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► Poteaux (25 x 30), pour les étages 4, 5, 6, 7, 8 et 9^{ème} étages

$$L_0 = 3.06 \text{ m}, \lambda = 2.42 \times \frac{3.06}{0.25} = 29.620 < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les sections des poteaux de notre structure sont conformes aux conditions de stabilité de forme.

• **Vérification d'effort normal réduit (Art 7.4.3.1) :**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

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

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

B_c : aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

➤ **Pour le poteau du RDC.**

$$\frac{1235.57 \times 10^3}{300 \times 350 \times 25} = 0,47 < 0,3 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Condition non vérifiée on doit donc redimensionner les poteaux.

On adopte une section de (40x45)

$$\frac{1235.57 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0,27 < 0,3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les sections a adopté compte tenu de la condition de l'effort normal réduit

Etage	Effort normal calculer $N_d(N)10^3$	Section de poteau B_C (mm ²)	Effort normal réduit $V(N)$	Vérification $V < 0.3$	Section Adoptée cm ²
9	118.41	75000	0.06	CV	25X30
8	225.45	75000	0.12	CV	25X30
7	383.19	75000	0.20	CV	25X30
6	511.54	75000	0.27	CV	25X30
5	636.318	75000	0.33	C.N.V	30X35
4	755.49	75000	0.40	C.N.V	30X35
3	877.75	105000	0.33	C.N.V	35X40
2	996.931	105000	0.37	C.N.V	35X40
1	1116.355	105000	0.42	C.N.V	40X45
RDC	1235.57	105000	0.47	C.N.V	40X45

Conclusion :

Les valeurs des sections de poteaux retenues sont :

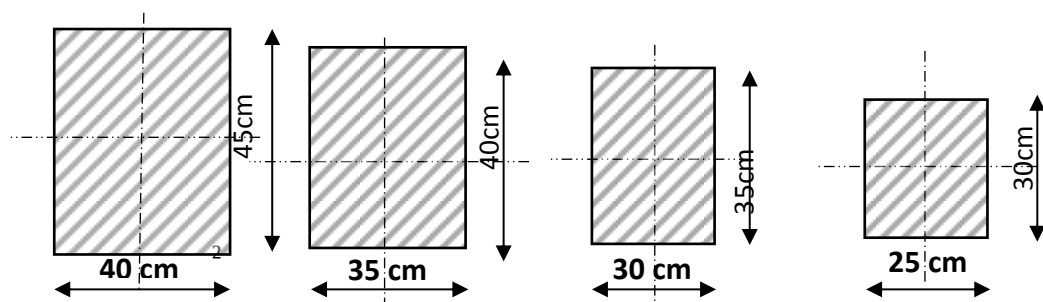


Fig II-11) Coupes transversales des différentes sections de poteaux

II-4) pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article **(7.7.1.RPA99modifié 2003)**, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{22} \text{ (Art.7.7.1 RPA99 modifié 2003)}$$

h_e : hauteur libre de l'étage.

$$\text{Au rez-de-chaussée } h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86\text{m} \Rightarrow a \geq \frac{2,86}{22} = 0,13\text{m}$$

Soit $a = 15 \text{ cm}$.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60\text{cm}$.

$$L_{\min} = 315\text{cm} \geq$$

Conclusion :

Après avoir fait ces calculs, on opte pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux : (16+4) cm.
- Poutres principales : (25x35) cm².
- Poutres secondaires : (25x35) cm².
- Poteaux : (40x45) cm² pour le RDC, 1^{er} étage.
 (35x40) cm² pour le 2^{ème}, 3^{ème} étage.
 (30x35) cm² pour le 4^{ème}, 5^{ème}
 (25x30) cm² pour le 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} étage.
- Voiles : épaisseur de 15 cm.
- Dalles planes pour les balcons : épaisseur de 20 cm.
- Dalles planes pour les ports à faux : épaisseur de 15 cm.

Ces résultats nous servirons dans la suite de nos calculs, aux prochains chapitres.

III-1) Les escaliers

Les escaliers de cet ouvrage sont conçus en béton armé coulé sur place :

- Escaliers à deux volées avec un seul palier intermédiaire pour tous les étages,
- Escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires pour l'accès aux services (1^{er} et 2^{ème} étage).

NB : Pour ce projet de calcul, on se limite à l'étude du premier cas (escalier à deux volées).

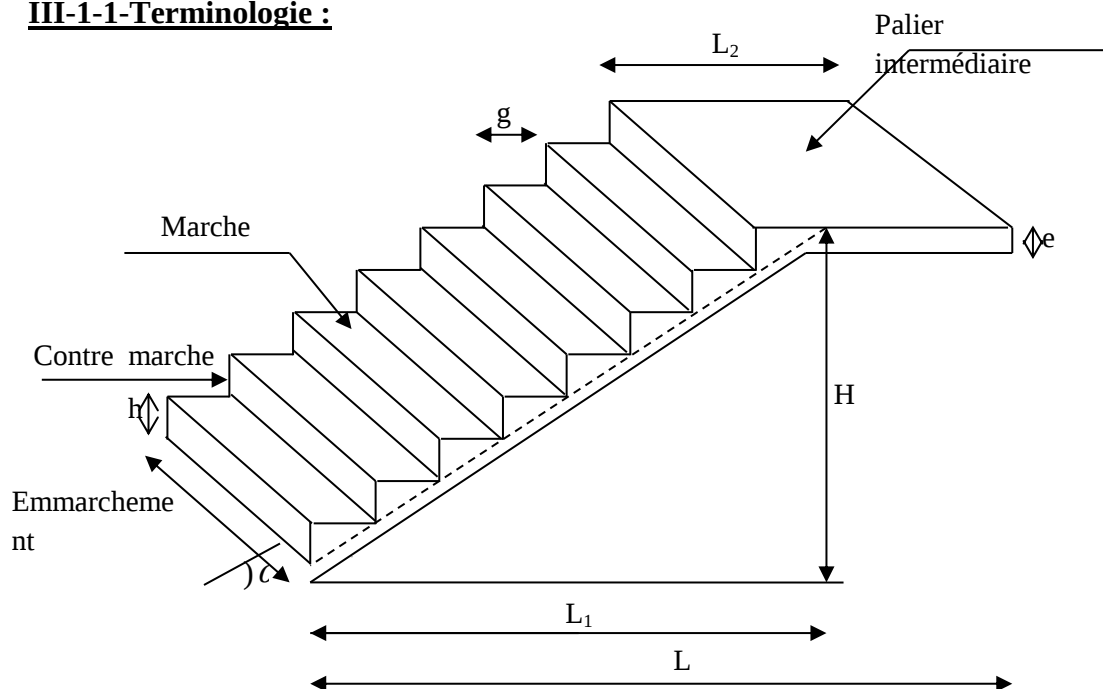
III-1-1-Terminologie :

Fig III-1) Coupe verticale des escaliers

- Marche : est la partie horizontale de la volée, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- Contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez-de-marche est parfois saillie sur la contre marche.
- Hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives. En général, h varie de 14cm à 20cm (17cm en moyenne).
- Giron : est la distance séparant deux contre marches, le plus courant varie de 22cm à 33cm (26cm en moyenne).

Un escalier se montera sans fatigue pour l'utilisateur, si l'on respecte la relation de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

La limite inférieure de 59cm correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure de 66cm correspond à des locaux publics.

- Volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches.
- Palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- Emmarchement : représente la largeur de la marche ; il varie selon le caractère de l'escalier. En général il est de 1m pour un escalier ordinaire et de 1.50m à 2 m pour les grands escaliers.

III-1-2) Pré dimensionnement

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

a) marches et contremarches :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

- la hauteur des marches est : $13 \leq h \leq 17$ [cm].
- La hauteur de la contre marche est : $28 \leq g \leq 36$ [cm].

On adopte : $h = 17\text{cm}$.

b) Le nombre des marches contremarches

➤ Le nombre de contremarches (n) est donné par : $n = \frac{H}{h}$

H : la hauteur de la volée $H = \frac{h_e}{2}$

h_e : hauteur d'étage. Tous les étages ont la même hauteur $h_e = 3.06$ m.

$$H = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

alors : $n = 1.53/0.17 = 9$ contres marches.

➤ Nombre de marche m

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

c) La loi de BLONDEL

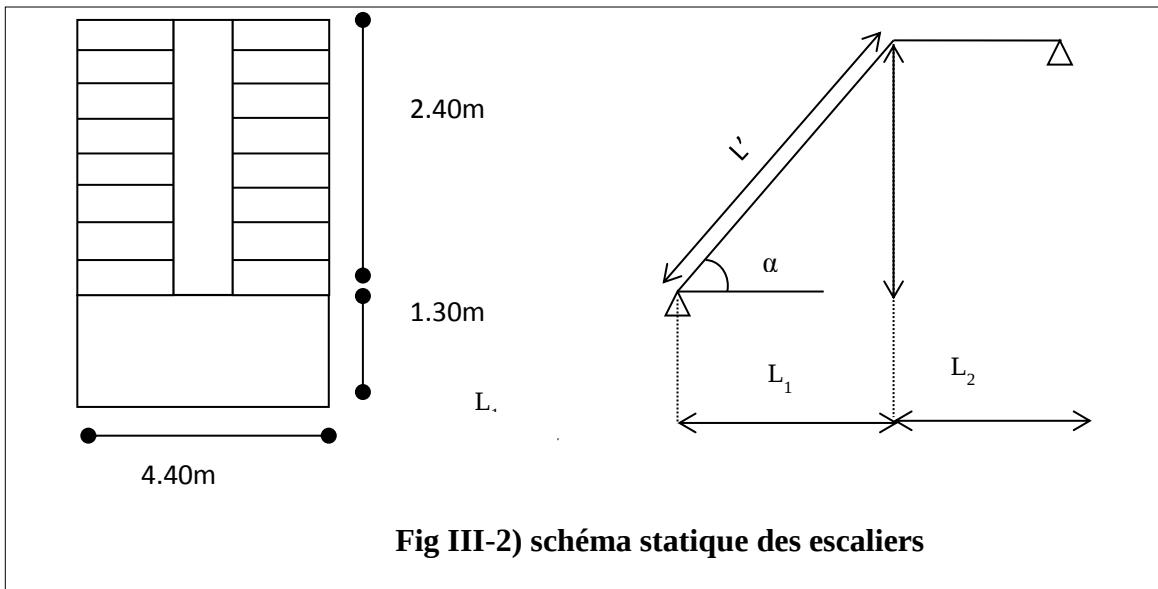
La loi de BLONDEL est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

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

$$25\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend } g=30\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL

$$g+2h = 30+2(17)=64 \quad \longrightarrow \quad 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$



d) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad L \text{ est la somme de la longueur linéaire du palier et de la paillasse ; } L=L'+L_2$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.637 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{240}{\cos(32.52)} = 285\text{cm}$$

$$L=285+190=435\text{cm} \longrightarrow \frac{435}{30} \leq e_p \leq \frac{435}{20} \longrightarrow 14.5 \leq e_p \leq 21.75$$

On prend $e_p=17\text{cm}$

III-1-3) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse, le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et pour une bonde de 1m de projection horizontale et en considérant comme une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente

➤ La paillasse

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	17	0.51
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Grade de corps	0.10	/	0.20
Marche	0.17/2	25	2.13
Paillasse	0.17/cosα	25	5.04
			G=9.38

Tab III-1) charge permanente de la paillasse

➤ palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.03	17	0.51
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Palier	0.17	25	4.25
			G=6.21

Tab III-2) charge permanent du palier

b) Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers et donnés par le DTR B.C 2.2

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

III-1-4) Détermination des efforts**a) Les sollicitations du calcul**

➤ Pour le palier : $G=6.21\text{KN/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2$

➤ pour la paillasse : $G=9.38\text{KN/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2$

b) combinaison des charges

❖ à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5xQ$

Palier : $q_{u1} = [1.35 \times 6.21 + 1.5 \times 2.5] \times 1\text{ml} = 12.133\text{KN/ml}$

Paillasse : $q_{u2} = [1.35 \times 9.38 + 1.5 \times 2.5] \times 1\text{ml} = 16.413\text{KN/ml}$

❖ à L'ELS : $q_s = G + Q$

Palier : $q_{s1} = [6.21 + 2.5] \times 1\text{ml} = 8.71\text{KN/ml}$

Paillasse : $q_{s2} = [9.38 + 2.5] \times 1\text{ml} = 11.88\text{KN/ml}$

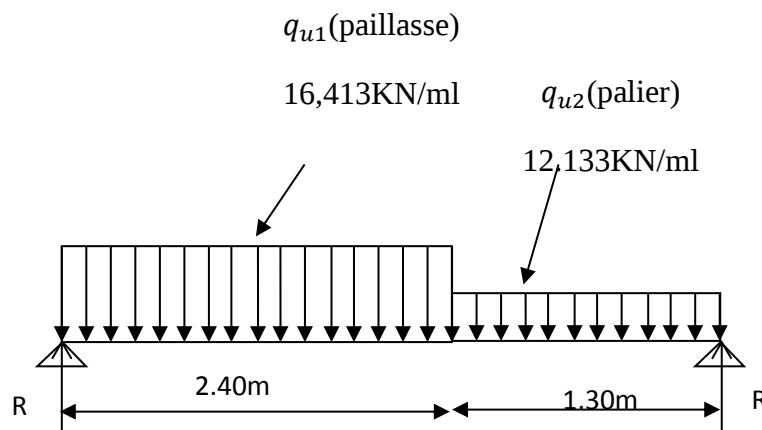
III-1-5) Calcul à L'ELU

Fig III-3) Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 16.413 \times 2.4 + 12.133 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 5.164 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3.7 R_A = 16.413 \times 2.4 (2.4/2 + 1.3) + 12.133 \times (1.3)^2/2$$

$$R_A = 29.386 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_B = 25.778 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts interne

- Pour $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$T_y = R_A - 16.413x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = 29.386 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 29.386 - 16.413 \times 2.4 = -10 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - 16.413 x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_z = 23.257 \text{ KN.m}$$

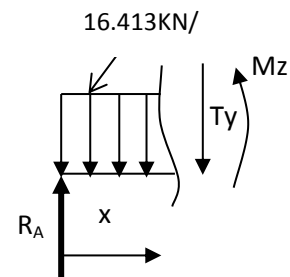


Fig III-4) coupe 1 du schéma statique à l'ELU

Calcul du moment max

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T_y = 0 \longrightarrow -29.386 + 16.413x = 0 \quad X = 1.79 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.79 \text{ m}$

d'où $M(1.79) = M_{\max} = 26.306 \text{ KN.m}$

- Pour $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$**

$$T_y = -R_A + 12.133x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = -25.778 \text{ KN}$$

$$X = 1.3 \rightarrow T_y = -10 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - 12.133 x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.3 \rightarrow M_z = 23.257 \text{ KN.m}$$

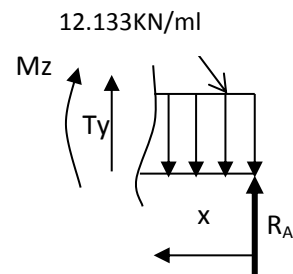


Fig III-5) coupe 2 du schéma statique à l'ELU

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u\max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -7.892 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 2$

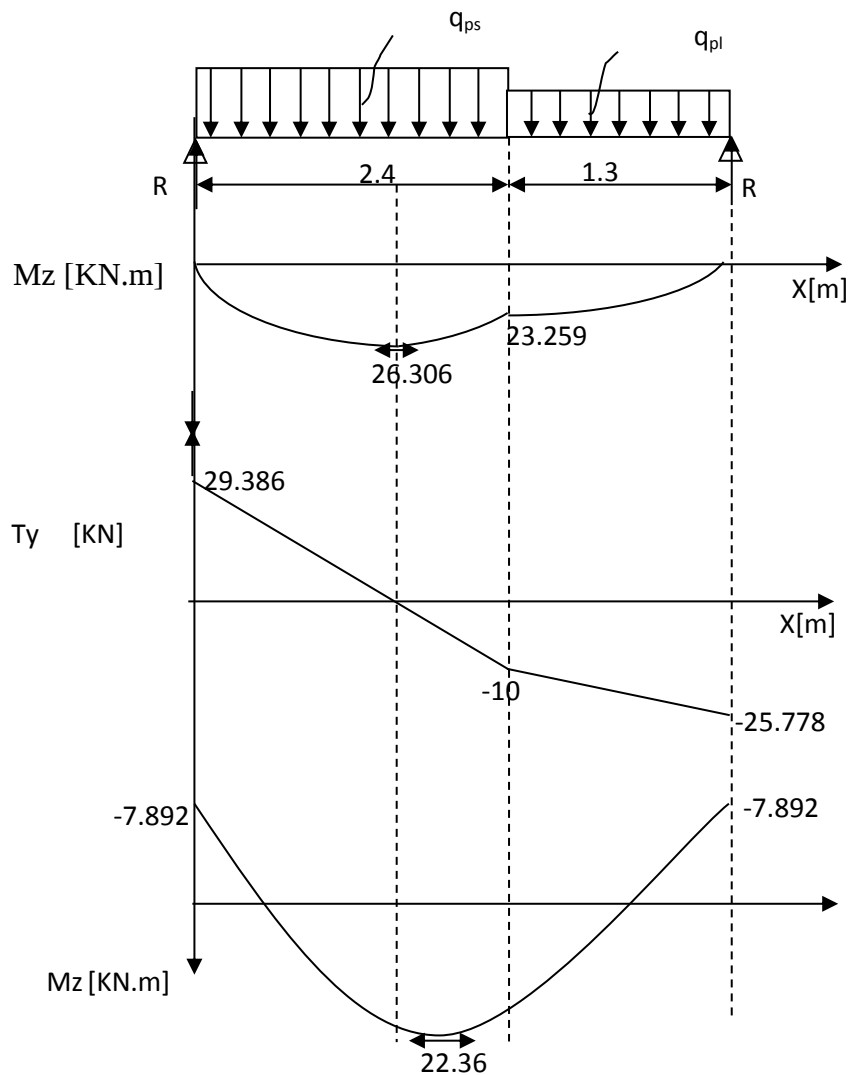
c) Diagramme des efforts :

Fig III-6) Diagramme des efforts internes à L'ELU

III-1-6) Calcul des armatures:**a) En travée : $M_t = 22.36 \text{ KN.m}$** **✓ Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.36 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14.2} = 0.074 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.095 \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.36 \times 10^6}{0.962 \times 145 \times 348} = 4.174 \text{ cm}^2$$

soit 5HA12 = 5.65 cm²/ml

Avec un espacement de 20cm

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm

b) Aux appuis : $M_t = 7.892 \text{ KN.m}$ **✓ Armature principale**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.892 \times 10^6}{1000 \times 145^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

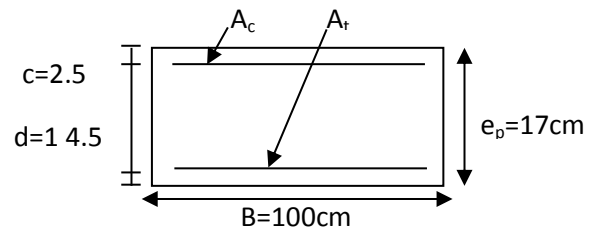
$$A_a = \frac{7.892 \times 10^6}{0.983 \times 145 \times 348} = 1.436 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 20cm.

✓ Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25cm.

**Fig III-7) section de calcul de l'escalier**

III-1-7) Vérifications à L'ELU

a) condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 14.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

-En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(51, 33) \text{ cm} = 33\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } St = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } St = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(68, 45) \text{ cm} = 45\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } St = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } St = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.2.2/BAEL)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2}{e_s} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_u^{\max}(x) = 29.386 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{29.386 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres: (Art .A.6.13 / BAEL 91).

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

Calcul de τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = n \times \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.386 \times 10^3}{0.9 \times 145 \times 188.4} = 1.195 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.195 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

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

e) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (Art A5.1.313 /BAEL91)

•Influence sur le béton

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 ab f_{c28}$$

Avec :

a : Longueur d'appui égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 (145) = 130.5 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 130.5 \times 1000 \times 25 = 871087.5 \text{ N}$$

$$\text{D'où: } V_u^{\max} = 29.386 \text{ KN} \leq 865.08 \text{ KN.}$$

➤ **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 251 \text{ mm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(29.386 \times + \frac{7.892}{0.9 \times 0.145} \right) = 2.28$$

⇒ condition vérifiée.

f) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau}$$

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_C = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3 = 16.92 \text{ cm}$$

$$L_C = 17 \text{ cm}$$

III-1-8) Calcul à l'ELS :

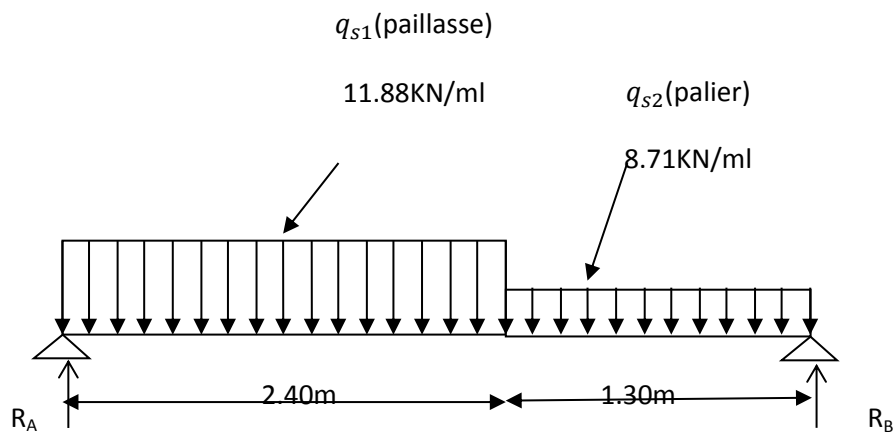


Fig III-8) Schéma statique de l'escalier à l'ELS

a) Réaction d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 11.88 \times 2.4 + 8.71 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 39.835 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3.7 R_A = 8.71 \times 1.3^2/2 + 11.88 \times 2.4 \times (2.4/2 + 1.3) \Rightarrow R_A = 21.254 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_B = 18.581 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts internes

- Pour $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q'_{s1} x \text{ hargement}$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 21.254 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 21.254 - 11.88 \times 2.4 = -7.258 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q'_{s1} x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_z = 16.795 \text{ KNm}$$

Calcul du moment max

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow T_y = 0 \Rightarrow -29.386 + 16.413x = 0 \Rightarrow X = 1.79 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1.79 \text{ m}$

d'où $M(1.79) = M_{\max} = 19.012 \text{ KN.m}$

- Pour $0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$

$$T_y = -R_A + q'_{s2} x$$

$$X = 1.3 \rightarrow T_y = -7.258 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q'_{s2} x^2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.3 \rightarrow M_z = 16.795 \text{ KN.m}$$

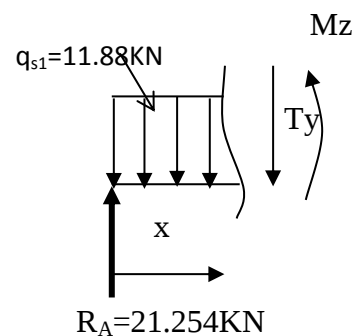


Fig III-9) coupe 1 de schéma statique à l'ELS

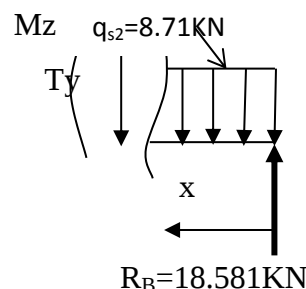


Fig III-10) coupe 2 de schéma statique à l'ELS

Remarque

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{\max}}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -5.704 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 16.16 \text{ KN.m}$

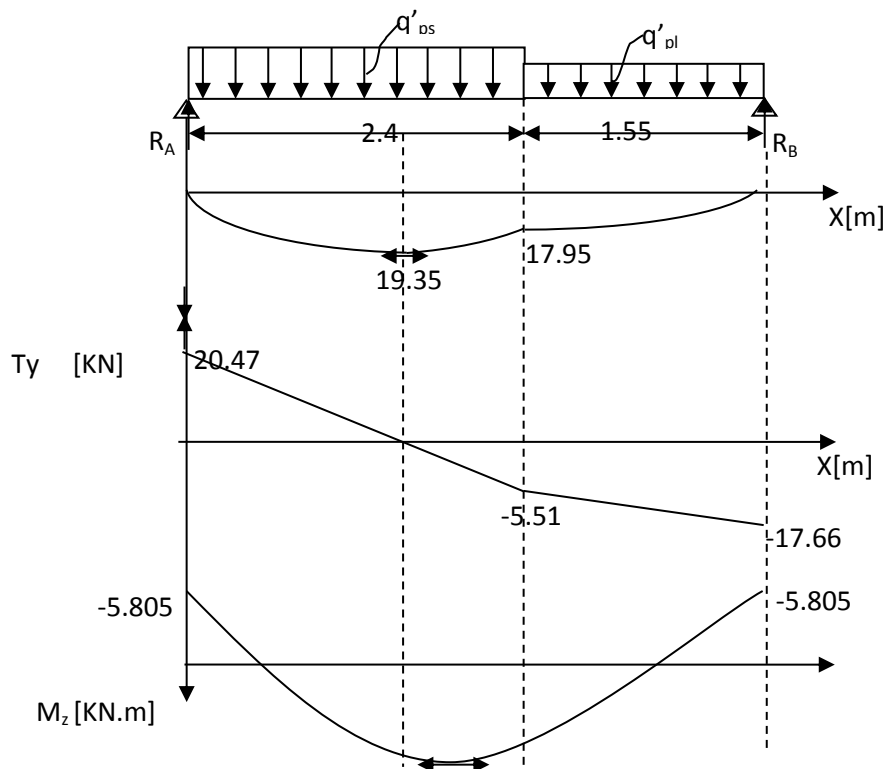
c) Diagramme des efforts

Fig III-11) diagramme des efforts interne à L'ELS

III-1-9) Vérification à l'ELS:**a) Etat limite d'ouvertures des fissures (Art A.5.3.2/BAEL91°:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

b) Etat limite de compression dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 145} = 0.173$$

$$p_1 = 0.173 \Rightarrow \beta_1 = 0.9362 \Rightarrow K = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.704 \times 10^6}{0.932 \times 145 \times 251} = 168.16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{168.16}{58.53} = 2.873 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 145} = 0.389$$

$$\rho_1 = 0.389 \Rightarrow \beta_1 = 0.904 \Rightarrow K = 37.087$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16.16 \times 10^6}{0.899 \times 145 \times 565} = 218.20 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{248.97}{37.087} = 5.88 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{17}{370} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{17}{370} = 0.045 < \frac{16.16}{10(19.012)} = 0.084 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 14.5} = 0.00389 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1^{ère} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

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

Avec : $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(8.71; 11.88) = 11.88 \text{ KN/mL}$

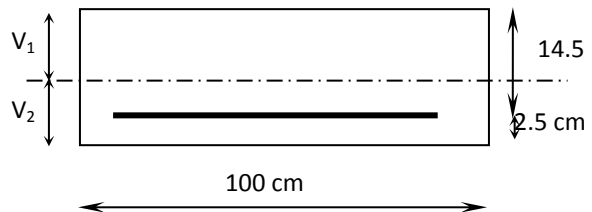
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



B_0 : Surface de la section homogène

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 14.5) = 15678.875 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15678.875}{1784.75} = 8.8 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 17 - 8.8 = 8.2 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times \left((8.8)^3 + (8.2)^3 \right) + 15 \times 5.65 \times (8.2 - 2.5)^2$$

$$I = 43475.294 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.88 \times (3.7)^4}{10818.86 \times 43475.294} 10^8 = 6.16 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$$f = 6.2 \text{ mm} < \bar{f} = 7.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2) poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Cette dernière est semi encastree à ces extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 3.95m.

III-2-1) pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 28.33\text{cm} \leq h_t \leq 39.5\text{cm}.$$

On opte h

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

On opte b=25cm

Le RPA exige

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \succ 30 \text{ cm} \\ b = 25 \succ 20 \text{ cm} \Rightarrow C.V \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la poutre a pour dimension $b \times h = 25 \times 35\text{cm}^2$

III-2-2) détermination des Charges**a) Charge permanent G**

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.188\text{KN/ml}$

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times (h_0 - e_v) / 2 - h_t$

tel que h_0 : hauteur libre d'étage.

$h_t = 35\text{cm}$

$G_{\text{mur}} = 3.49 \times [(3.06 - 0.35) / 2 - 0.35] = 3.49 \times 1.005 = 3.507\text{KN/ml}.$

$G = G_{\text{mur}} + G_p = (3.507 + 2.188) = 5.695 \text{ KN/ml}.$

b) Surcharge exploitation

Réaction du palier sur la poutre :

-à L'ELU : $R_U = 25.778 \text{ KN}$

-à L'ELS : $R_S = 18.581 \text{ KN}$

III-2-3) Combinaison à considérer**➤ E L U :**

$$q_u = 1,35 G + R_{Au.}$$

$$q_u = 1,35 \times (5.695) + 25.778 = 33.466 \text{ KN/ml.}$$

➤ E L S :

$$q_s = G + Q = G + R_{As.}$$

$$q_s = (5.695 + 18.58) \times 1 \text{ ml} = 24.275 \text{ KN /ml.}$$

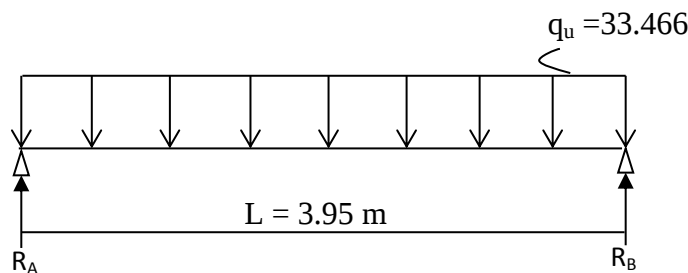
III-2-4) Calcul à L'ELU :

Fig III-12) Schéma statique de la poutre palier

a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.466 \times 3.95}{2} = 66.095 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 66.095 \text{ KN}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{33.466 \times 3.95}{2} = 66.095 \text{ KN.}$$

$$T_u = 66.887 \text{ KN}$$

c) Moment isostatique

$$Mu_0 = Mu_{\max} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33.466 \times 3.95^2}{8} = 65.269 \text{ KN.m}$$

Remarque

Pour tenir compte du semi encastrement, on affecte Mu_0 par des coefficients numérateurs. On aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -19.581 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 55.479 \text{ KN.m}$$

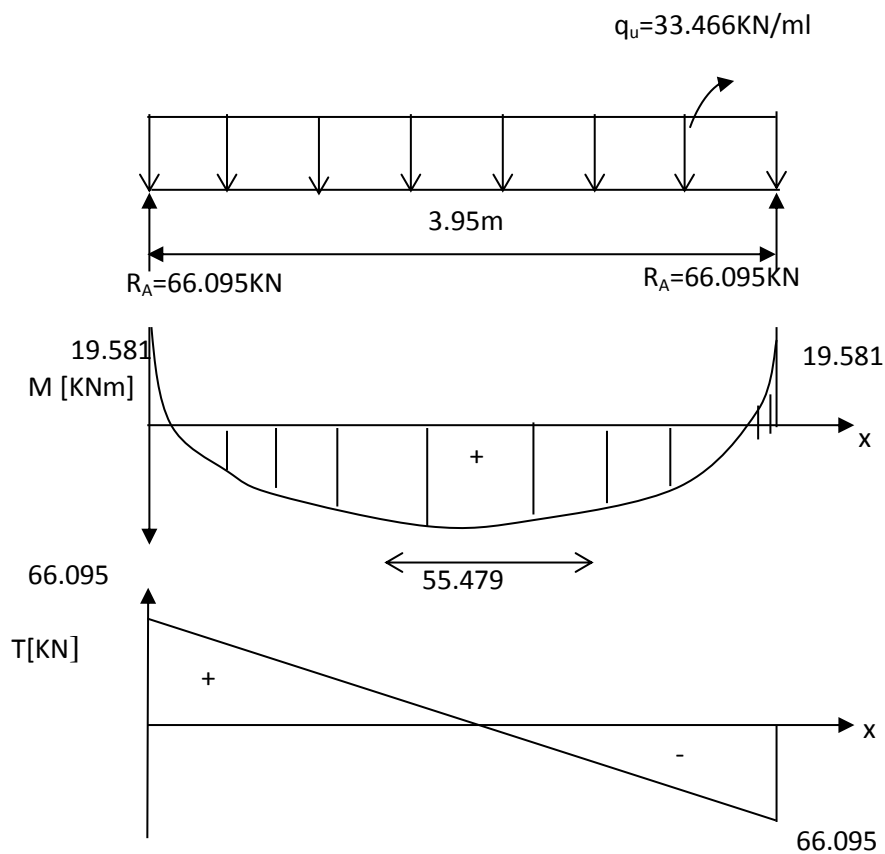
d) Diagramme des efforts internes

Fig III-13) Diagramme des efforts internes

III-2-5) Calcul des armatures

- **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.479 \times 10^6}{250 \times (325)^2 \times 14.2} = 0.148$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.150 \Rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.479 \times 10^3}{0.919 \times 32.5 \times 348} = 5.338 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.581 \times 10^6}{250 \times (325)^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$u_b = 0.052 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.581 \times 10^3}{0.973 \times 32.5 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III-2-6) Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{66.095 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.813 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 3 \times 10 = 94.2 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{66.095 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 188.4} = 1.199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.437 = 57 \text{ cm.}$$

Soit $L_s = 57 \text{ cm.}$

La longueur de scellement dépasse la longueur du poteau à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barres se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet :

$$L_C = 0.4 l_s = 0.4 \times 57 = 22.8 \text{ cm}$$

$$L_C = 23 \text{ cm}$$

e) Les armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{16, 10, 25\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\phi 8$:

Donc on adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ (un cadre + étrier) $\phi 8$.

f) Espacement des barres :**❖ BAEL 91 (A.5.1,22) :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,3; 40 \text{ cm}\} = 29,3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ (RPA 99.A.7.5.2.2) l'espacement est donnée suivant deux zone

$$A_t \geq 0,003.S_t.b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,8 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{8,75; 12\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

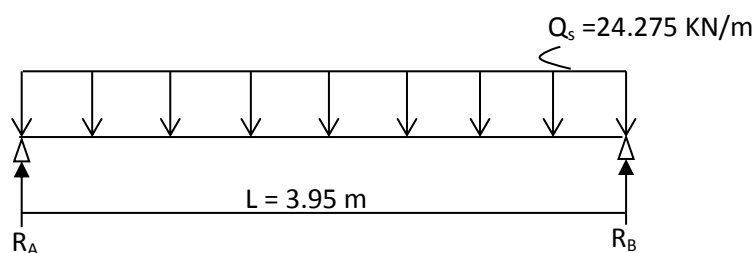
III-2-7) Calcul à L'ELS :

Fig III-14) Schéma statique de la poutre palier

a) Les réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{24.275 \times 3.95}{2} = 47.943 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 47.943 \text{ KN}$$

b) L'effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{24.275 \times 3.95}{2} = 47.943 \text{KN}$$

c) Moment isostatique

$$M_{s_0} = M_s^{\max} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{24.275 \times (3.95)^2}{8} = 47.344 \text{KN.m}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{s_a} = (-0.3) \times M_{s_0} = -14.203 \text{KN.m}$$

$$M_{s_t} = (0.85) \times M_{s_0} = 40.242 \text{KN.m}$$

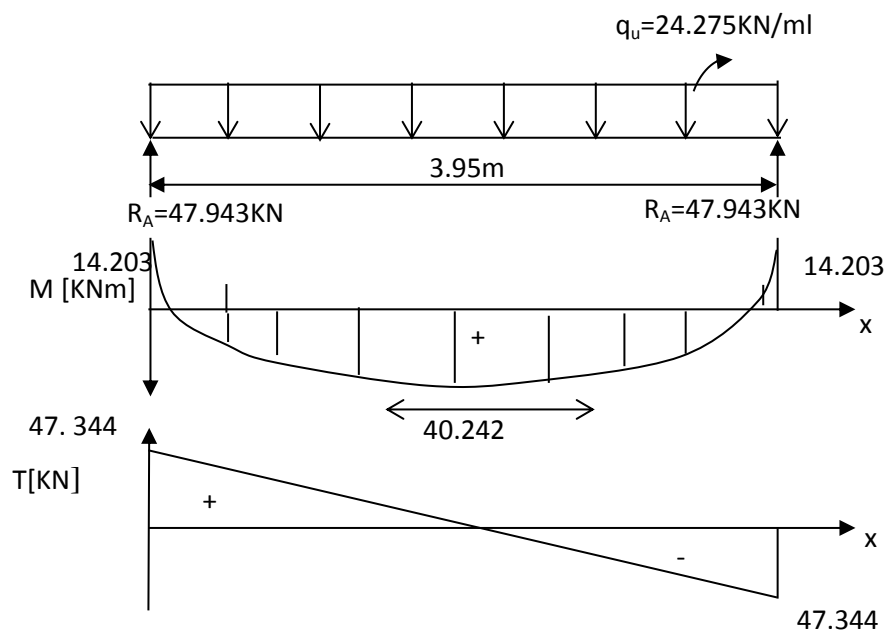
d) Diagramme des efforts internes

Fig III-15) Diagramme des efforts internes à L'ELS

III-2-8) Vérification des contraintes:**a) La contrainte dans l'acier**

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 32.5} = 0.291 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 43.82 \\ \beta_1 = 0.915 \end{cases}$$

$$\sigma_S = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{14.203 \times 10^6}{0.915 \times 325 \times 2.36 \times 10^2} = 202.378\text{MPa}$$

$$\sigma_S = 204.857\text{MPa}.$$

$\sigma_b = \sigma_S / K = 202.348 / 43.82 = 4.618 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée
Condition vérifiée.

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 32.5} = 0.742 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 25 \\ \beta_1 = 0.875 \end{cases}$$

$\sigma_b = \sigma_S / K = 234.677 / 25 = 9.387 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_S = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{40.242 \times 10^3}{0.875 \times 32.5 \times 6.03} = 234.677\text{MPa}$$

$$\sigma_S = 234.677\text{MPa}$$

c) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.0886 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.0886 > \frac{40.242}{10(47.344)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{25 \times 32.5} = 0.0074 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

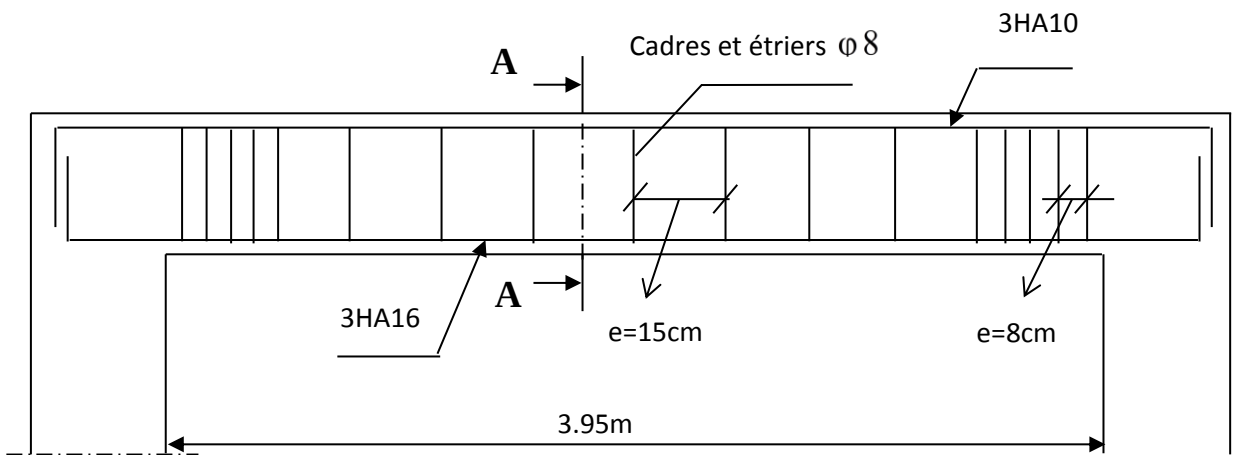


Fig III-16) Plan de ferrailage de la poutre

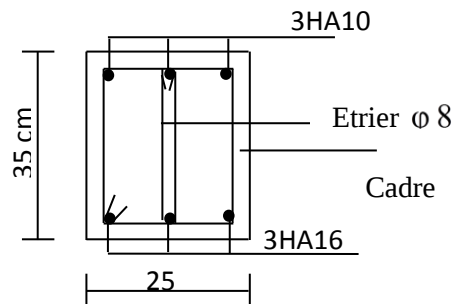


Fig III-17) Coupe A-A

III-3) les planchers**III-3-1) Introduction:**

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.
- La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique
- Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 (art B.6.8.423).

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

Le quadrillage ayant pour but de:

- Limité les risques de fissuration par retrait
- Résistance aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

III-3-2) ferrailage de la dalle de compression :**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

L' : entre-axe des poutrelles, exprimé en [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

Dans notre cas :

$$L' = 65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

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

Soit : $A_{\perp} (5T5) = 0,98\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

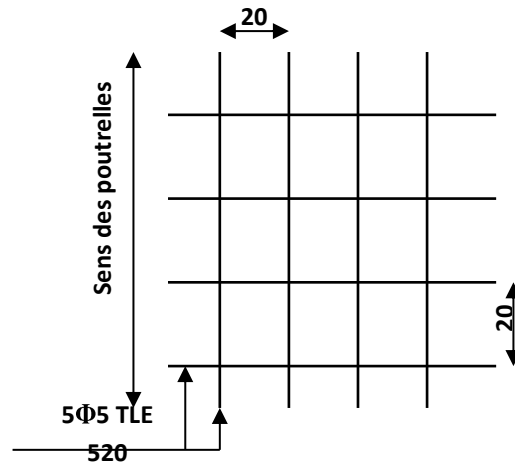
b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

On adopte la même section que précédemment

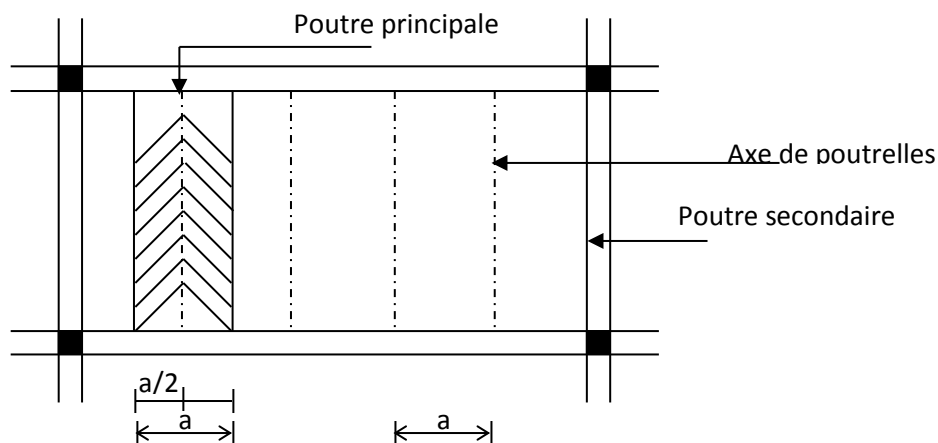
$A_{//}(5T5) = 0,98\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$



FigIII-18) : Ferrailage de la dalle de compression

III-3-3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes: avant et après coulage de la dalle de compression.



FigIII-19): Surface revenant aux poutrelles

III-3-4) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

-la charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

a) Calcul à l'ELU

On effectue un calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

❖ Combinaison de charges

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,974 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des moments en travée

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,974 \times 3,95^2}{8} = 3,821 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des Efforts tranchants

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1,974 \times 3,95}{2} = 3,92 \text{ KN}$$

b) Ferrailage

Soit :

c : l'enrobage ($c = 2,5 \text{ cm}$)

La hauteur utile $d = h - c$

$$d = 4 - 1,5 = 1,5$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,821}{0,12 \times 0,015^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu = 9,966 > \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{section doublement armée (SDA).}$$

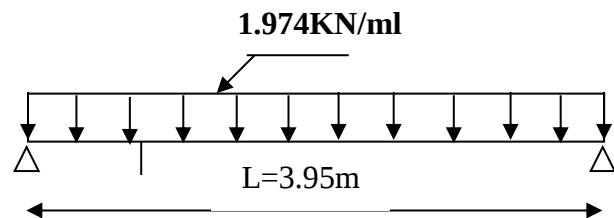


Fig.III-20) : Schéma statique de la poutrelle

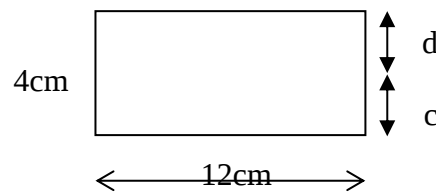


Fig.III-21) : Section de la poutrelle

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.015)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.15 \text{ KN.ml}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.15}{1.974}} = 0.78 \text{ m}$$

On prend $l_{\max} = 1 \text{ m}$ entre étais

III-3-2-2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités. Elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher
 - plancher étage courant $G = 5.55 \times 0.65 = 3.607 \text{ KN/ml}$
 - plancher terrasse $G = 5.88 \times 0.65 = 3.822 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation
 - plancher de RDC et 2^{ème} étage $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$
 - plancher de 1^{ère} étage $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$
 - plancher de (3.4.5.6.7.8)^{ème} étage $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.978 \text{ KN/ml}$
 - plancher terrasse $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

a) Combinaison d'actions :**1^{ère} type : (usage d'habitation) :**

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.607 + 1.5 \times 0.975 = 6.332 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS : $P_s = G + Q$

$$q_s = G + Q = 3.607 + 0.975 = 4.582 \text{ KN/ml}$$

2^{ème} type (usage commercial) :

$$A \text{ l'ELU} : p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.607 + 1.5 \times 2.275 = 8.282 \text{ KN / ml}$$

$$A \text{ l'ELS} : P_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.67 + 2.275 = 5.882 \text{ KN/ml}$$

3^{ème} type (usage de service) :

$$A \text{ l'ELU} : p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.607 + 1.5 \times 1.625 = 7.395 \text{ KN / ml}$$

$$A \text{ l'ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.608 + 1.625 = 5.232 \text{ KN/ml}$$

4^{ème} et dernier étage (la terrasse)

$$A \text{ l'ELU} : p_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.822 + 1.5 \times 0.65 = 6.135 \text{ KN / ml}$$

$$A \text{ l'ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3.822 + 0.65 = 4.472 \text{ KN/ml}$$

On considère pour nos calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable. Dans notre cas, le calcul se fait pour le plancher du 1^{er} étage (à usage commerciale).

b) Détermination des dimensions de la section en T :

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (hauteur de la dalle)}$$

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

$$C = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$d = 18 \text{ cm (hauteur utile)}$$

b_1 : débord

Avec :

$$b_1 = b - b_0 / 2 = 65 - 12 / 2 = 26.5 \text{ cm}$$

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

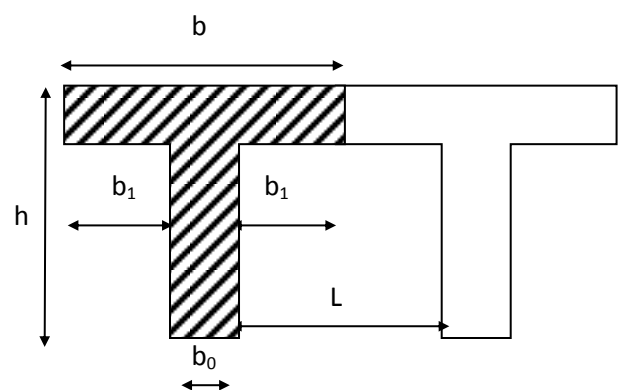


Fig III-22) Les dimensions de la section en T

III-3-3) Choix de la méthode :**1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

la méthode forfaitaire s'applique aux planchers à surcharge modéré. La surcharge d'exploitation y est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$\begin{cases} Q = 3.5 \text{ KN/ml} < 2G = 2 \times 5.55 = 11.1 \text{ KN/ml} \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ Q = 3.5 \leq 5 \text{ KN} \end{cases}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\Rightarrow$ condition vérifiée

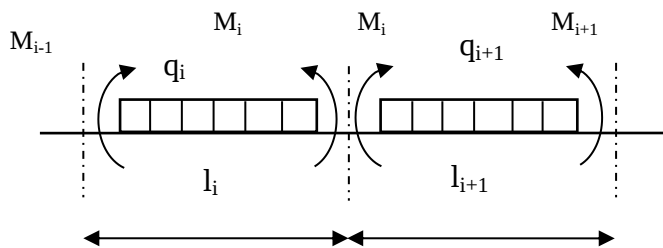
3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$$

$$\frac{390}{430} = 0.91; \frac{430}{205} = 2.1; \frac{205}{430} = 0.48; \frac{430}{385} = 1.12 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est donc pas applicable.

➤ Principe de la méthode des trois moments

❖ **Aux appuis :**

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

❖ **En travée :**

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

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

$$\text{La position du moment maximum} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

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

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

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

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

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

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

III-3-4) Calcul à l'ELU

$$q_i = q_{i+1} = q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.607 + 1.5 \times 2.275 = 8.282 \text{ KN / ml}$$

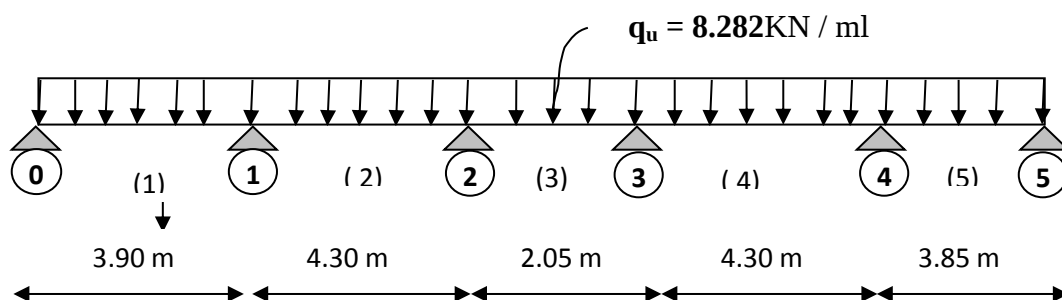


Fig III-23) schéma statique de la poutre continue à l'ELU

III-3-4-1) Calcul des efforts internes

a) Calcul des moments fléchissant

❖ Moment aux appuis

Tab III-3) Les moments aux appuis

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3}{6}$	M_i (KN.m)
0	0	3.95	6.29	$7.8M_0 + 3.9M_1 = -122.82$	-9.2
1	3.9	4.30	6.29	$3.9M_0 + 16.4M_1 + 4.3M_2 = -287.439$	-13.1
2	4.30	2.05	6.29	$4.3M_1 + 12.7M_2 + 2.05M_3 = -182.457$	-8.58
3	2.05	4.30	6.29	$2.05M_2 + 12.7M_3 + 4.3M_4 = -182.457$	-8.58
4	4.30	3.85	6.29	$4.3M_3 + 16.3M_4 + 3.85M_5 = -282.776$	-12.99
5	3.85	0		$3.85M_4 + 7.7M_5 = -122.82$	-8.85

La résolution de système d'équation s'est fait avec le logiciel MATLEB

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont fait pour un matériau homogène, à cause de son faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu nous allons effectuer la correction.

- Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.
- Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée.

❖ Calcul des moments corrigés aux appuis

$$M_0 = (-9.2) - (1/3) \times (-9.2) = -6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = (-13.2) - (1/3) \times (-13.2) = -8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = (-8.58) - (1/3) \times (-8.58) = -5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = (-8.58) - (1/3) \times (-8.58) = -5.72 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = (-12.99) - (1/3) \times (-12.99) = -8.66 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = (-8.85) - (1/3) \times (-8.85) = -5.9 \text{ KN.m}$$

- Moment aux travées :

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

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

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

$$\text{suivante : } \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$$

Tab III-4) moment en travée A l'ELU

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$M(x)$	$M_i(x)$ (KN.m)
0-1	3.90	8.282	-9.2	-13.1	1.83	$-4.14x^2 + 15.150x - 9.2$	4.66
1-2	4.30	8.282	-13.1	-8.58	2.28	$-4.14x^2 + 18.857x - 13.1$	8.37
2-3	2.05	8.282	-8.58	-8.58	1.03	$-4.14x^2 + 8.489x - 8.58$	-4.23
3-4	4.30	8.282	-8.58	-12.99	2.03	$-4.14x^2 + 16.781x - 8.58$	8.42
4-5	3.85	8.282	-12.99	-8.58	2.06	$-4.14x^2 + 17.088x - 12.99$	4.64

❖ Calcul des moments corrigés en travée

$$M_{t1} = (4.66) + (1/3) \times (4.66) = 6.213 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = (8.37) + (1/3) \times (8.37) = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = (-4.23) + (1/3) \times (-4.23) = -5.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = (8.42) - (1/3) \times (8.42) = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = (4.64) - (1/3) \times (4.64) = 6.18 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant

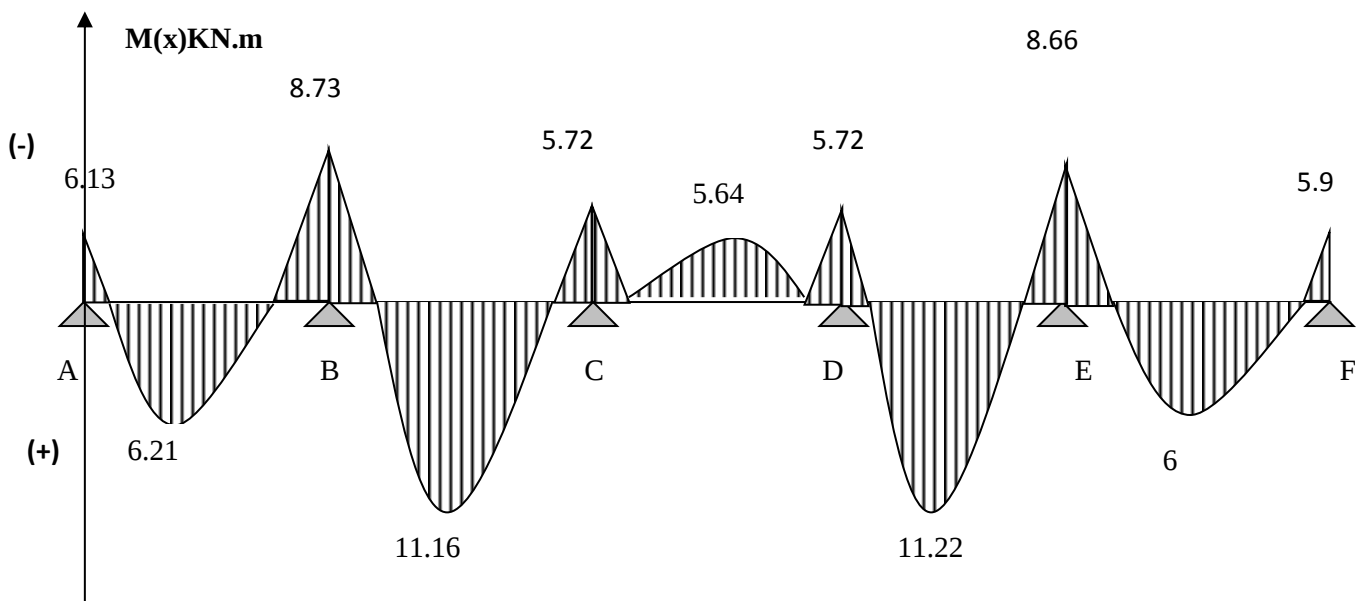


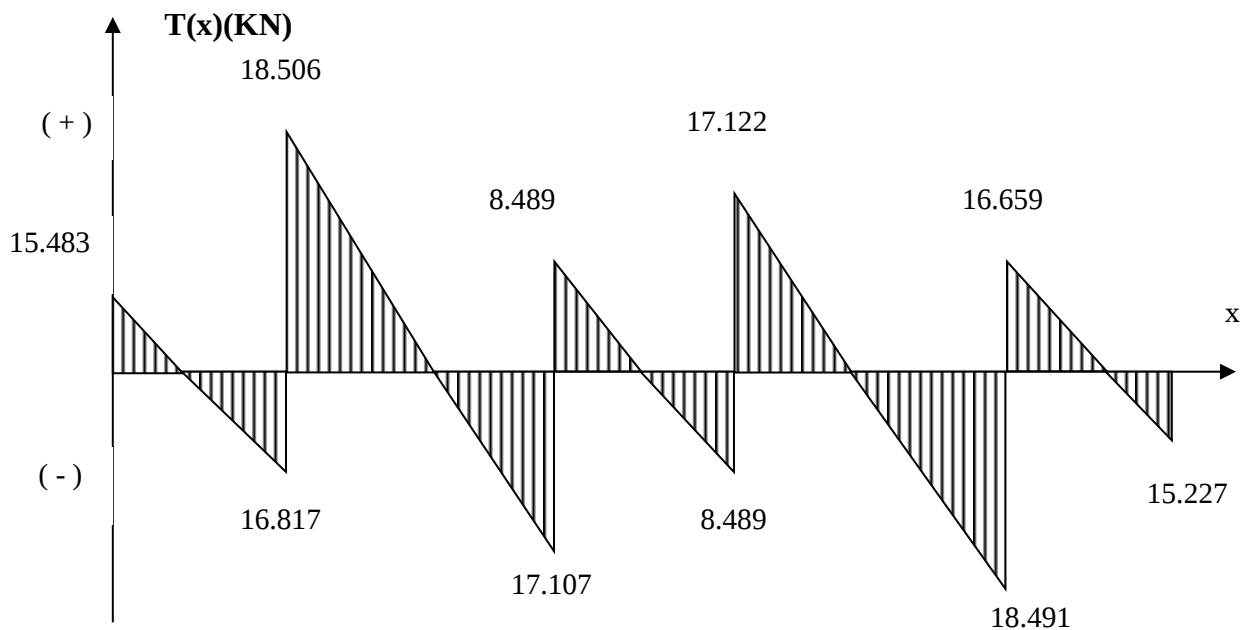
Fig III-24) diagramme des moments fléchissant à L'ELU

b) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L (m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
0-1	3.9	8.282	-6.13	-8.73	15.483	-16.817
1-2	4.30	8.282	-8.73	-5.72	18.506	-17.107
2-3	2.05	8.282	-5.72	-5.72	8.489	-8.489
3-4	4.30	8.282	-5.72	-8.66	17.122	-18.491
4-5	3.85	8.282	-8.66	-5.9	16.659	-15.227

Tab III-5) Les effort tranchant à L'ELU

Diagramme des efforts tranchant**Fig III-25) Diagramme des efforts tranchants****Conclusion**

- ♦ $M_{Ut}^{\max} = 11.22 \text{ KN.m}$
- ♦ $M_{Ua}^{\max} = 8.73 \text{ KN.m}$
- ♦ $T_U^{\max} = 18.506 \text{ KN}$

III-3-4-2) Ferrailage :

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

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 17.5\text{cm}$$

a) Armatures longitudinales :**En travées :**

Le moment maximal en travée est :

$$M_{\max}^t = 11.22 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

Si $Mu_{\max}^t > M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si $Mu_{\max}^t < M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,175 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tab} = 57.226 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{\max}^t < M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b = 65\text{cm}, h = 20\text{cm}$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.22}{0,65 \times (0,175)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.22}{0.980 \times 0.175 \times 348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 8.73 \text{ KN.m}$$

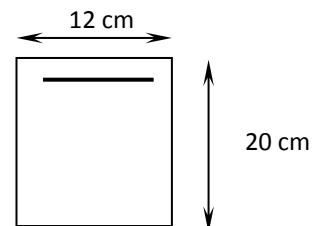
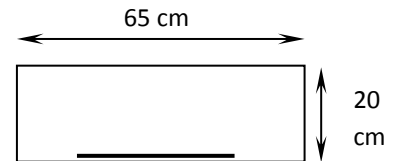
Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.73}{0.12 \times (0.175)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0.167 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.167 \rightarrow \beta = 0.908$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.73}{0.908 \times 0.175 \times 348} \cdot 10^4 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$



b) Armatures transversales :**❖ Diamètre des barre (BAEL91 Art A.7.2,2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi_\ell^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales=1.2cm

On prend $\Phi_t=0.8\text{cm}$

❖ Espacement des armatures (BAEL91 Art A.5.1,22) :

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

$$S_t \leq \min(15.75\text{cm}, 40\text{cm}) = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

III-3-5) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2,1)****➤ En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 65 \times 17.5 \times 2.1 / 400 = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 17.5 \times 2.1 / 400 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1,211/BAEL91)

$$V_u^{\max} = 18.506 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18.506 \times 10^3}{120 \times 175} = 0.88 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art. A.6.1,3/BAEL91)

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14 \times 2 \times 12 = 75.36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.506 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 75.36} = 1.559 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis: (BAEL91/ Art. A.6.1,23)

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.40 = 43 \text{ cm.}$$

Soit $L_s = 43 \text{ cm}$.

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres sont ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre doit avoir un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_C = 0.4 l_s = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm}$$

$$L_C = 18 \text{ cm}$$

e) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < \bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 175 \times 120 = 126 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 18.506 \text{ KN} < \bar{V}_u = 126 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

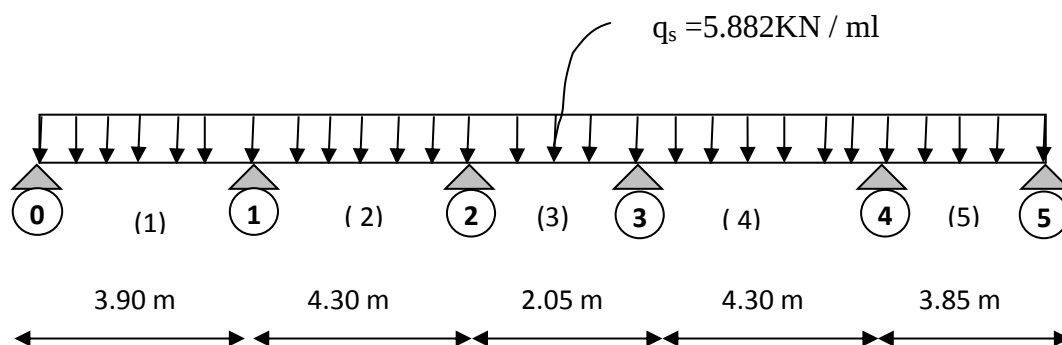
➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2,26 > \frac{1,15}{400} \left(18.506 \times 10^3 + \frac{8.73 \times 10^6}{0,9 \times 175} \right) = 2,12 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-3-6) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (5.55 + 3.5) \times 0.65 = 5.882 \text{ KN}$$



FigIII-26) Schéma statique de la poutre continue à l'ELS

III-3-6-1) Calcul des efforts internes

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.29 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.882}{6.29} = 0.935$$

a) Calcul des moments fléchissant

❖ Les moments aux appuis

$$M_0 = -6.13 \times 0.935 = -5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -8.73 \times 0.935 = -8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5.72 \times 0.935 = -5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.72 \times 0.935 = -5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8.66 \times 0.935 = -8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5.9 \times 0.935 = -5.51 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

$$M_{t1} = 6.21 \times 0.71 = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 11.16 \times 0.71 = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = -5.64 \times 0.71 = -4 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 11.22 \times 0.71 = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant

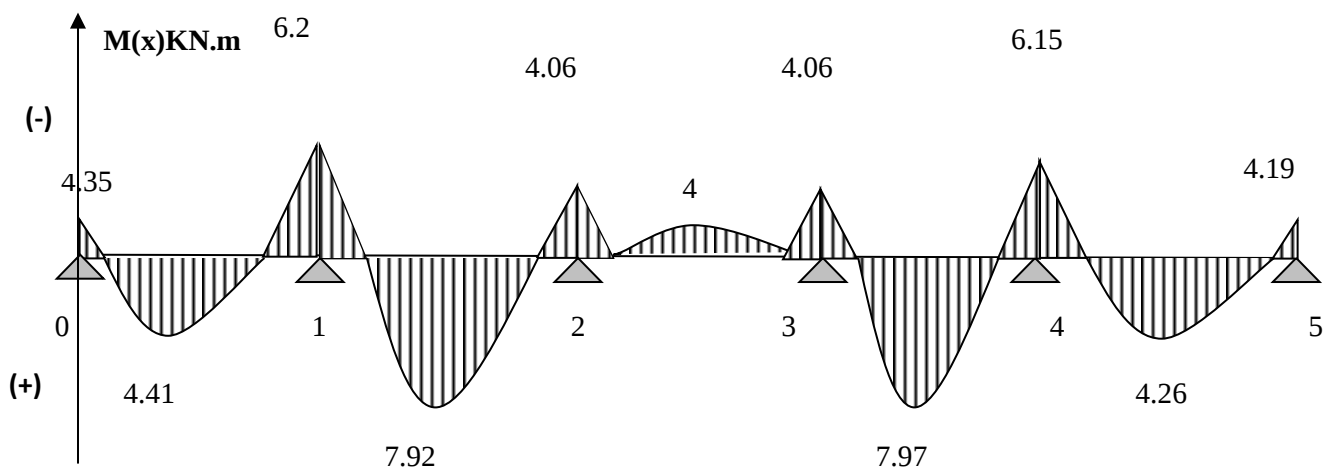


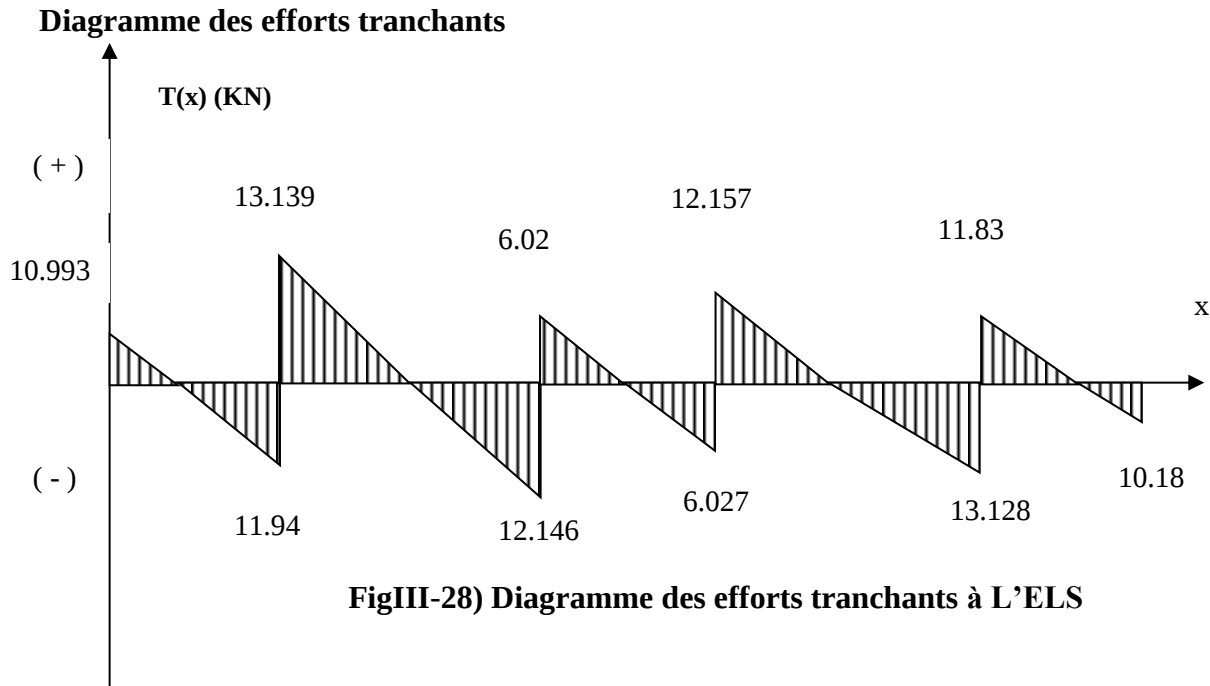
Fig-III-27) Diagramme des moments fléchissant à

b) Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.71$$

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
0-1	3.90	5.882	-4.35	6.20	10.993	-11.94
1-2	4.30	5.882	-6.20	-4.06	13.139	-12.146
2-3	2.05	5.882	-4.06	-4.06	6.027	-6.027
3-4	4.30	5.882	-4.06	-6.15	12.157	-13.128
4-5	3.85	5.882	-6.15	-4.19	11.83	-10.18

Tab III-6) Effort tranchant à l'ELS



III-3-6-2) Vérification à l'E.L.S :

a) État limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

• Aux appuis :

Contraintes dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 17.5} = 1.074$$

$$p_1 = 1.074 \Rightarrow \beta_1 = 0.857 \Rightarrow K = 19.96$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.20 \times 10^6}{0.857 \times 175 \times 226} = 182.92\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{182.92}{19.96} = 9.164 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 175} = 1.617$$

$$\rho_1 = 1.138 \Rightarrow \beta_1 = 0.835 \Rightarrow K = 15.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7.97 \times 10^6}{0.835 \times 175 \times 339} = 160.89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{160.89}{15.30} = 10.52 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8,424)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{15 M_0}$ L : portée libre est égale à 430 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 > \frac{1}{22.5} = 0.0444 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{15 M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 > \frac{7.97}{15(13.595)} = 0.039 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12 \times 17.5} = 0.0161 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

M_{st} : moment fléchissant max en travée

❖ Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$a) f_v = \frac{M_t^s l^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$b) f_i = \frac{M_t^s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MPa}$$

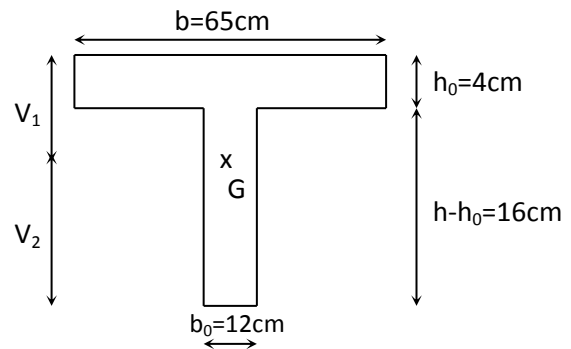


Fig III-29) section homogénéisée

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

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA_t = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 17.5 = 3713.875 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3713.875}{502.85} = 7.4 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.4 = 12.6 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.4^3 + 12.6^3) + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.4 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.6 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 21274.195 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 17.5} = 0.0161$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0161 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2,553$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,021$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0161 \times 173,408 + 2,1} = 0,157$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 21274,195}{1 + 2,553 \times 0,157} = 16705,642 m^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 21274,195}{1 + 1,021 \times 0,157} = 20168,642 cm^4$$

$$f_i = \frac{7,97 \times (4,30)^2 10^7}{10 \times 32456,61 \times 16705,642} = 0,27 < \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 cm$$

$$f_v = \frac{7,97 \times (4,30)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 20168,642} = 0,68 < \frac{L}{500} = 0,86 cm$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles sont ferrillées comme suit :

En travée : 3HA12

Sur appuis : 2HA10

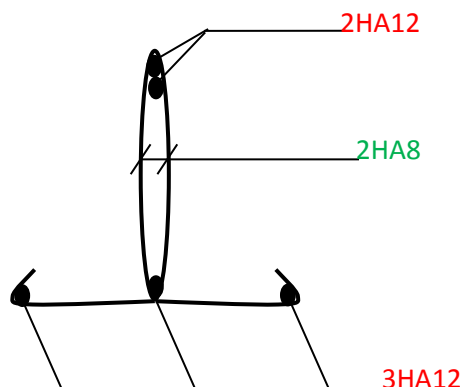


Fig III-30: Schéma de ferrailage de la poutrelle

III-4) L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé. Il entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Un acrotère est encastré à sa base. Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur; le ferrailage est déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'acrotère est soumis aux intempéries.

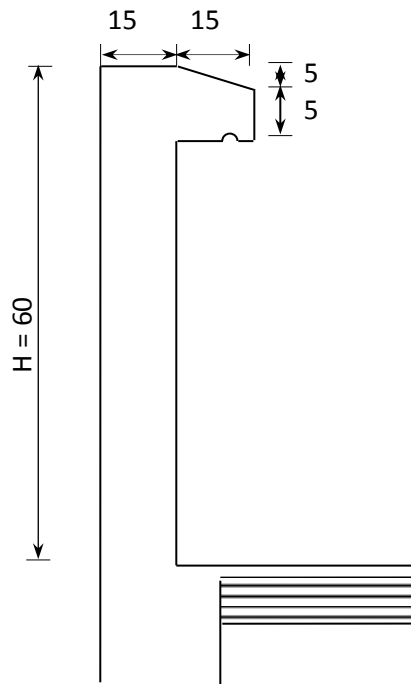


Fig III-31) coupe de l'acrotère

III-4-1) Chargement :

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui engendre un effort normal (N_G), accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à ($Q=1\text{ kN/ml}$), qui est due à la main courante. Cette dernière, provoque un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Poids propre de l'acrotère : $G = [(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.05) + (0.15 \times 0.05)/2] \times 25$

$G = 2.53 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a) Calcul des sollicitations :

L'effort normal : $N = G \times 1\text{m} = 2.53 \text{ KN}$.

L'effort tranchant : $T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$.

Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1\text{m} = 0.6 \text{ KN.m}$ avec : $H=0.6\text{m}$.

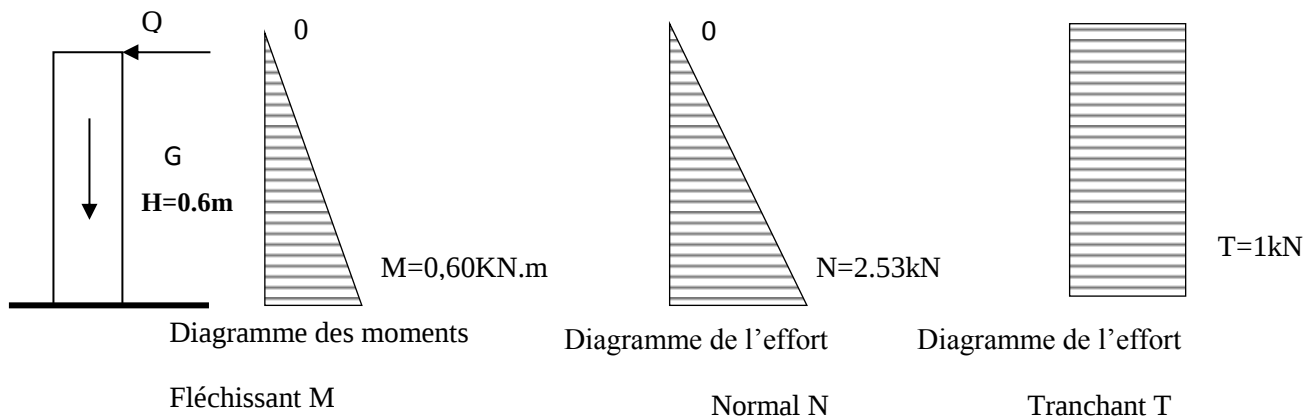


Fig III-32) Diagramme des efforts

b) Combinaisons des charges :

➤ **A L'ELU :** $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35.N = 1.35 \times 1.69 = 3.41 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5.M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5.T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELS :** $G + Q$

$$N_S = 2.53 \text{ KN}$$

$$M_S = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

III-4-2) Ferrailage de l'acrotère :**a) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le ferrailage se fait comme pour une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fait à l'ELU avec des vérifications à l'ELS

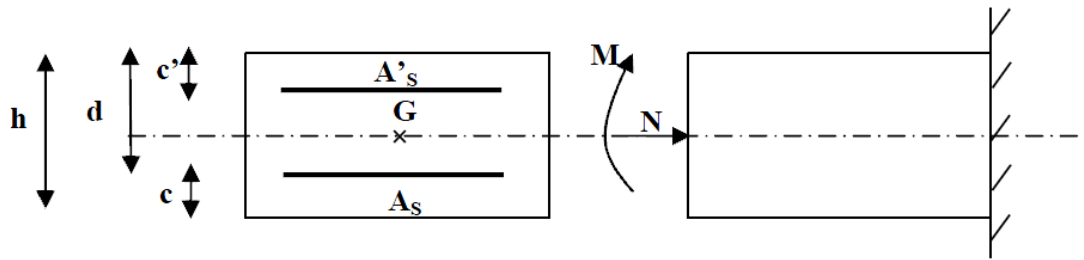


Fig III-33) Section rectangulaire soumise à la flexion composée

$h=15 \text{ cm}$; $c=2.5 \text{ cm}$; $d = 12.5 \text{ cm}$.

➤ Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.41} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 \text{ cm}.$$

$e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimé.

Donc l'acrotère est calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis se ramène à la flexion composée.

c) **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 3.41 \left(\frac{0.15}{2} - 0.025 \right) = 1.07 \text{ KNm}$$

• **Moment réduit :**

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.07 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.005$$

$\mu_b < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

• **Armatures fictives :**

$$\mu_b = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.9975$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.07 \times 10^3}{0.9975 \times 12.5 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles(en flexion composée) :**

$$A_t = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.25 - \frac{3.41}{34.8} = 0.15 \text{ cm}^2.$$

Soit: 4 HA6 = 1.13 cm² avec un espacement St = 25 cm/ml

donc : A_t = 1.13 cm²

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{sadop}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ ml}.$$

4HA6 /ml = 1.13 cm²/ml avec un espacement S_t = 25 cm/ml.

III-4-3) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BAEL99 / Art A.4.2.1) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (M_s et N_s)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 > A_t = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition étant non vérifiée, on adopte la section minimale d'armature : A_{min} pour le ferrailage

$$A = A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit A_{adopté} = 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement s_t = 25 cm

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{s \text{ adop}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28}, 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5 \text{ et } V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN})$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 125} = 0.012 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25, 4 \right\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification d'adhérence des barres:** (BAEL99/ ArtA 6.1. 3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15}{0.9 \times 12.5 \times 10.04} = 0.132 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa } (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$\tau_{se} = 0.132 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement droit :**(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

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

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

On prend : $l_s = 30 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)**

$$St \leq \{\min 2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a) vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables.

$$N_s = 2.53 \text{ KN.}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{2.53} = 0.24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

$$e_s = 24 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc la section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Étape fictive :**

$$M_{fs} = N_s (e_s + (\frac{h}{2} - c)) = 2.53 (0.24 + (\frac{0.15}{2} - 0.025)) = 0.62 \text{ KNm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1.6 ; \text{ Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66 , 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\mu}_s = 0.01622$$

$$\overline{M}_{fs} = \overline{\mu}_s \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{M}_{fs} = (0.01622 \times 1000 \times 70^2 \times 201.63) \times 10^{-6} = 16.02 \text{ KN.m}$$

$$\overline{M}_{fs} = 16.02 \text{ KNm} > M_f = 0.62 \text{ KNm} \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.62 \times 10^3}{(12.5-2.5) \times 201.63} = 0.307 \text{ cm}^2$$

Armatures réelles (en flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{st}} = 0.307 - \frac{2.53 \times 10^3}{201.63 \times 10^2} = 0.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.181 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0.307 \text{ cm}^2 < A_{tadp} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{ok.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

σ_{st} : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251$$

$$\rho = 0.251 \rightarrow \{\beta_1 = 0.8801, k_1 = 47.895\}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.8801 \times 1.13 \times 7} = 81.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 81.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81.21}{60.76} = 1.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage adopté est :

Armateur principale : 4HA10=3.14cm² avec S_t=25cm

Armateur de répartition : 4HA8=2.01 cm² avec S_t=25cm

b) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99 version 2003/Art 6.2.3)

L'action des forces horizontales F_p doit être inférieure à l'action de la main courante Q.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération donné par le tableau (4-1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. A= 0.15 (Groupe 2; Zone IIa)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$$C_p = 0.8 (\text{élément en console})$$

W_p : Poids propre de l'acrotère. W_p=2.53KN/ml

$$\text{Alors: } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.53 = 0.455 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force séismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

Toutefois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

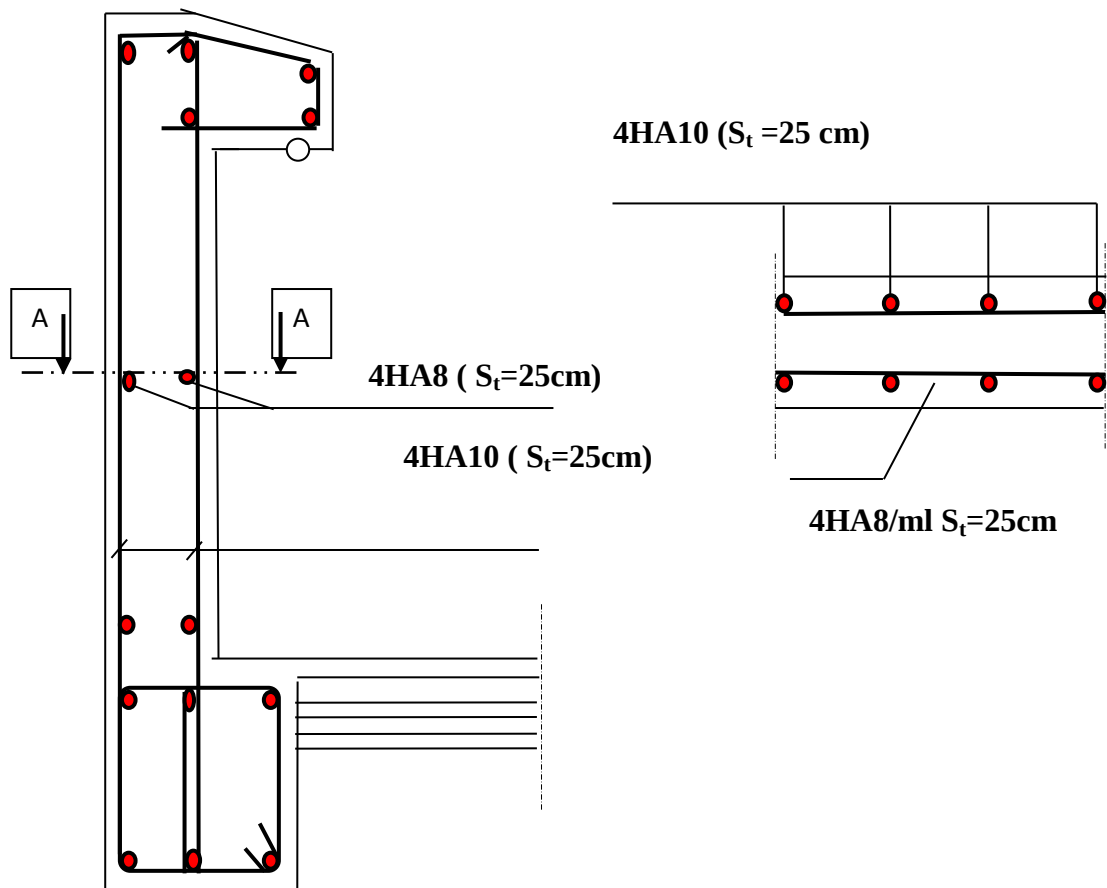
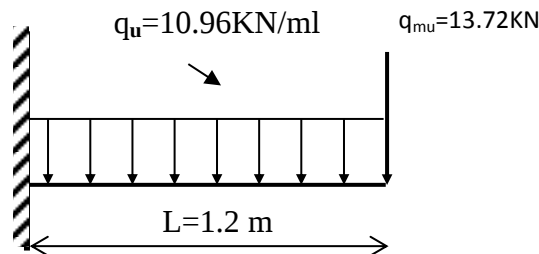


Fig III-34) Ferrailage de l'acrotère

III-5) porte à faux :

Les portes à faux sont calculées comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher; soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitation Q . Ils sont constitués de dalle pleine.

**III-5-1) Schéma statique de calcul à l'ELU****III-5-1) détermination des charges :****➤ Charges permanentes**

$$G = 6.45 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 6.45 \text{ kN/ml}$$

➤ Charges d'exploitations:

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (espace d'habitation) .

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 1.5 \text{ kN/ml}$$

Le poids propre de mur $G = 3.49 \text{ kN/ml}$

a) Combinaison de charges:**➤ à l'ELU :**

- $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 1.5) \times 1 = 10.96 \text{ kN/ml}$.

- $q_{mu} = 1.35 \times G = 1.35 \times 3.49 = 4.71 \text{ kN}$

$$q_{mu} = 4.71 \text{ kN}$$

III-5-2) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

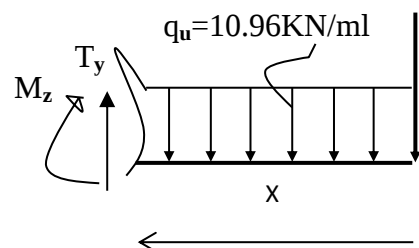
Le calcul se fera à la flexion simple

a) Calcul des efforts internes:**• La réaction d'appui :**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - q_{mu} - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 4.71 + (10.96 \times 1.2) = 17.86 \text{ kN}$$

$$R_A = 17.86 \text{ kN}$$

**Fig III-36) coupe de schéma statique à l'ELU**

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_u + q_u \left(\frac{L^2}{2} \right) + (q_{mu} \times L) = 0$$

$$M_u = -10.96 \left(\frac{1.2^2}{2} \right) - (4.71 \times 1.2) = 0$$

$$M_u = -13.54 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = + q_u(x) + q_{mu}$$

$$T_y(0) = 4.71 \text{ KN}$$

$$T_y(1.5) = 17.86 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow M_z = - q_u \left(\frac{x^2}{2} \right) - q_m(x)$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M_z(1.5) = -13.54 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.86 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.2} = 0.080 < 0.392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$\mu = 0.080 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{17.86 \times 10^3}{0.958 \times 12.5 \times 348} = 4.28 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 6 HA12 = 6.78 cm² avec S_t = 15cm

c) Calcul des armatures transversales :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.28}{4} = 1.07 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 20 cm

III-5-3) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.485 \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\} \text{ [MPa]}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 17.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.86 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.13 \times 25), 5\} = \min \{3.25, 5\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \text{ avec } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.86 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 226.08} = 0.702 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa (} \psi_s = 1.5 : \text{ Barres de haute adhérence).}$$

$$\tau_{se} = 0.702 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

d) Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 221)

- Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ tel que } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

e) Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (2h; 25\text{cm}) = \min (2 \times 15 = 30\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Armatures transversals:**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 = 45\text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.7.4 Vérification à l'ELS:

$$q_{1s} = G + Q = 6.45 + 1.5 = 7.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ms} = 3.49 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_{1s} \times L^2}{2} + q_{ms} \times L = \frac{7.95 \times 1.2^2}{2} + 3.49 \times 1.2 = 9.91 \text{ KNm.}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

- **Contraintes dans le béton :**

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12.5} = 0.542$$

$$\rho = 0.542 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.890, k_1 = 30.45 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{9.91 \times 10^3}{0.890 \times 6.78 \times 12.5} = 131.384\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{131.384}{30.45} = 4.317 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contraintes dans les aciers :** Aucune vérification à effectuer car les fissurations sont peu nuisibles.

b) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 15 cm.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

L : portée libre est égale à 150 cm.

A : section des armatures tendues.

M_{st} : le moment fléchissant max en travée.

M_0 : le moment isostatique.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \\ \frac{M_{st}}{10 M_0} = \frac{9.91}{10 \times 9.91} = 0.1 \end{array} \right\} 0.1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 12.5} = 0.007 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} 0.007 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Le ferrailage du porte à faux est comme suit :

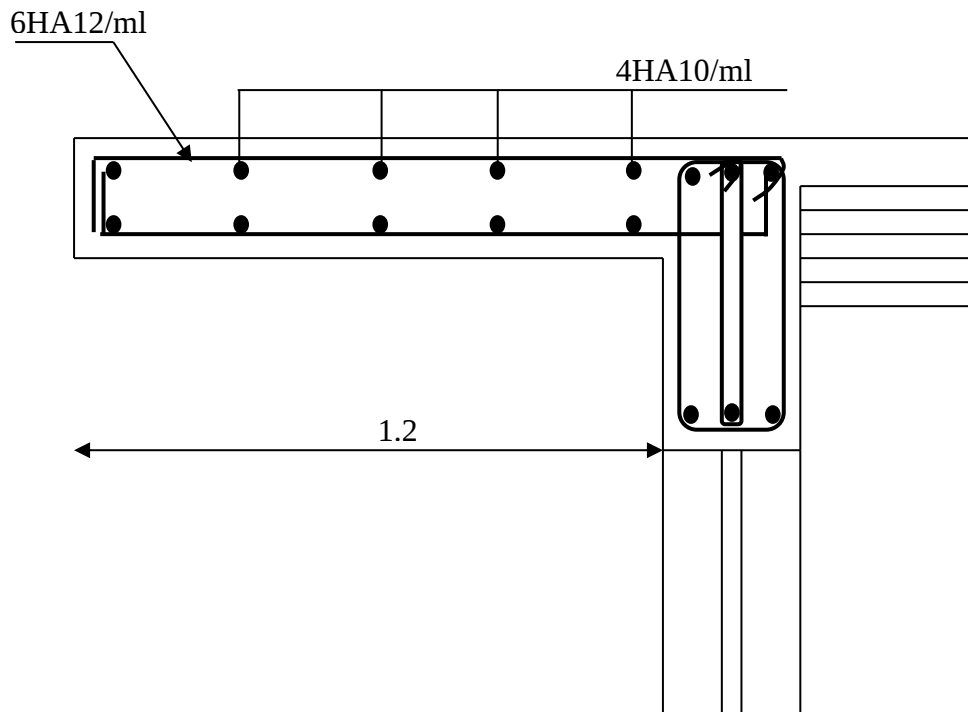


Fig III-37) Ferrailage de porte à faux

III-6) Les balcons:**III-6-1) INTRODUCTION**

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive. dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

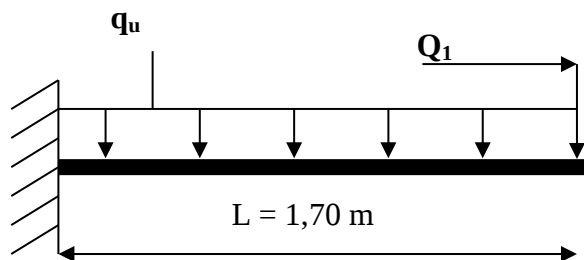


Fig III-38) Schéma statique de balcon

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

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

Q_1 : charge horizontale due a la main courante.

- dimensionnement du balcon**

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{170}{10} = 17\text{cm} \quad \text{Soit } e_p = 20\text{cm}$$

III-6-2) Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = (6.45\text{KN/m}^2) \times 1\text{m} = 6.45\text{KN/ml}$

III-7) Tableau : charges permanente du garde-corps

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0,02x2	22	0,88
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
				G= 1,78

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur : $g = (0.9 + 0.88) \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.78\text{KN}$

Charges d'exploitations :

Surcharge: $Q = (3.5 \text{ KN/m}^2) \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

III-6-3) Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

a) Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 6.45 + 1.5 \times 3.5 = 13.95 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.78 \times 1.7 = 3.026 \text{ KN}$$

La réaction d'appui :**a) Calcul des efforts internes:**

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_u - (q_u \times L) = 0$$

$$R_A = 3.026 + (13.95 \times 1.7) = 26.741 \text{ KN}$$

$$R_A = 26.741 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = - q_u \times (x) - g_u$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = -3.026 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.7 \Rightarrow T_y = -26.74 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z = - q_u \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_u \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Si } x=1.7 \Rightarrow M_z = - 25.30 \text{ KN.m}$$

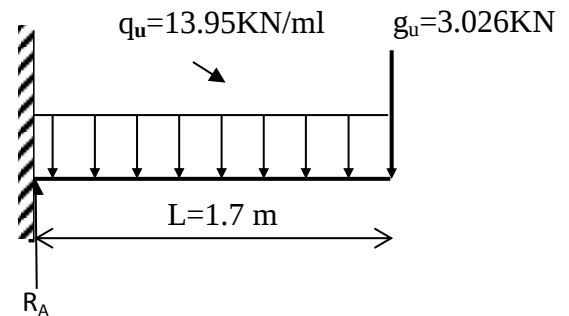


Fig III-39) Schéma statique de calcul à l'ELU

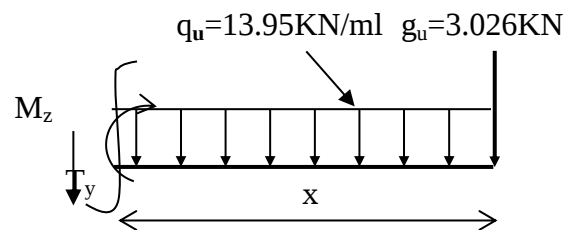


Fig III-40) coupe de Schéma statique

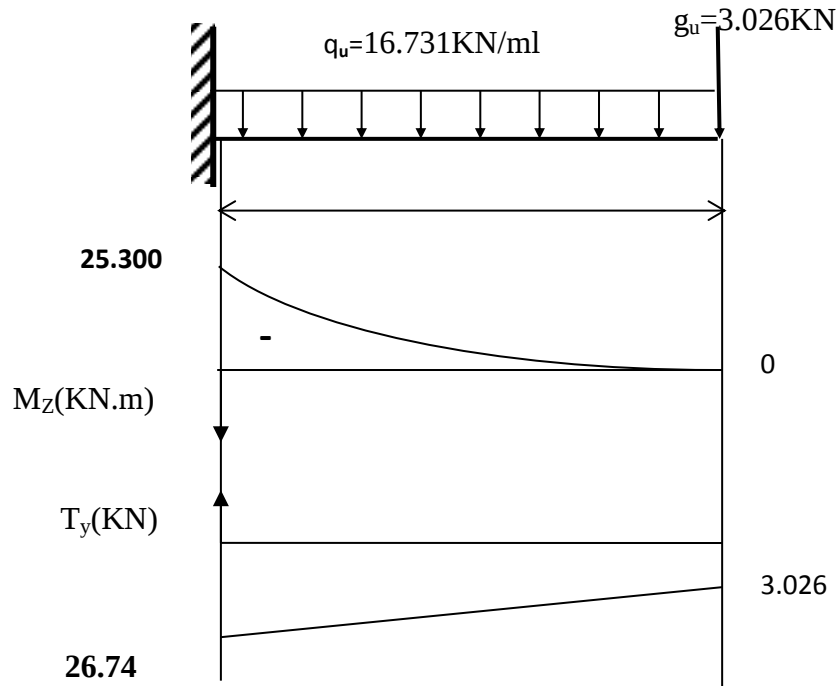


Fig III-41) Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-6-4) ferrailage à l'ELU :

La hauteur $d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.30 \times 10^3}{100 \times 17.5^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu_u = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.970.$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.30 \times 10^3}{0.970 \times 17.5 \times 348} = 4.28 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm.

III-6-5) Vérifications à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1)

$$\text{b) } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.113 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.113 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

c) Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 4 \right\} [\text{MPa}] \quad \text{avec } \gamma_b = 1.5$$

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_u = 26.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.740^2 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(\frac{0.15}{1.5} \times 25 \right), 4 \right\} = \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.74 \times 10^3}{0.9 \times 175 \times 150.72} = 1.12 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

e) Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

• **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} = 42.328 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{tel que} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.273 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

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

Espacement des barres :

- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(4 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- Armatures transversals:

$$S_t \leq \min(4h; 33\text{cm}) = \min(4 \times 20; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III-6-6) Calcul à l'ELS:

- a) Combinaison de charge :

$$\text{La dalle pleine:} \quad q_s = G + Q = (6.45 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.95 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du garde-corps:} \quad g_s = 1.78 \times 1\text{m} \times 1\text{m} = 1.78 \text{ KN}$$

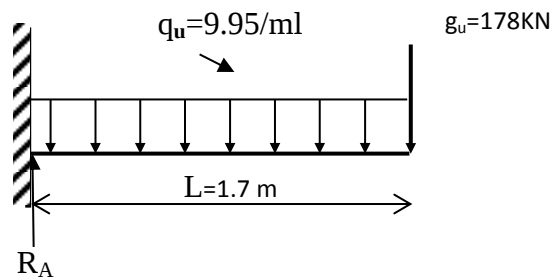


Fig III-42) Schéma statique de calcul à l'ELS

b) Calcul des efforts internes:

• La réaction d'appui :

$$\sum F_{\text{ext}} = 0 \Rightarrow R_A - g_s - (q_s \times L) = 0$$

$$R_A = 1.78 + (9.95 \times 1.7) = \mathbf{18.69 \text{ KN}}$$

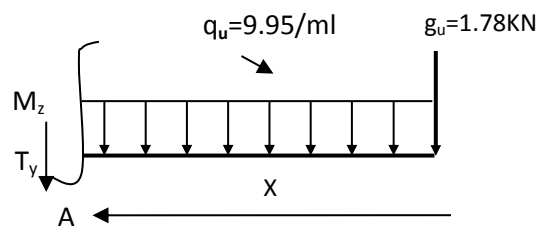


Fig III-43) coupe Schéma statique de calcul à l'ELS

• L'effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$\sum F = 0 \Rightarrow T_y = -q_s \times (x) - g_s$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow T_y = \mathbf{-1.7 \text{ KN}}$$

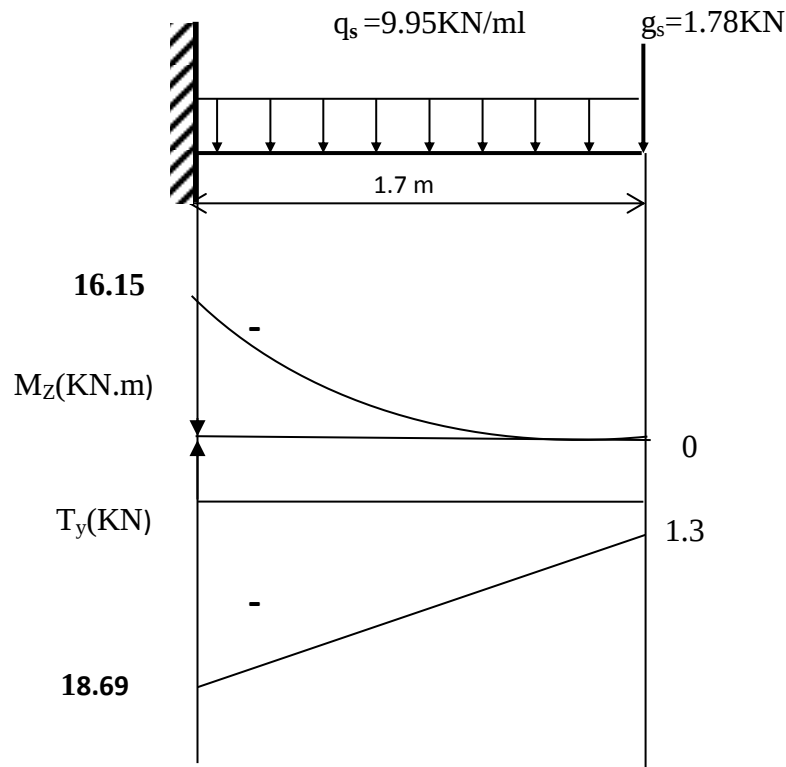
$$\text{Si } x=1.7 \Rightarrow T_y = \mathbf{-18.69 \text{ KN}}$$

• Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_z = -q_s \times \left(\frac{x^2}{2}\right) - g_s \times (x)$$

$$\text{Si } x=0 \Rightarrow M_s = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\text{Si } x=1.7 \Rightarrow M_s = \mathbf{-16.15 \text{ KN.m}}$$



FigIII-44) Diagramme des efforts internes à l'ELS

c) Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- Contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17.5} = 0.258$$

$$\rho = 0.396 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.8785, k_1 = 46.735 \}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.8785 \times 4.52 \times 17.5} = 217.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217.06}{36.55} = 5.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} < \sigma_s = 217.06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec h : hauteur de la section est égale à 30 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 305 cm.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.2}{1.7} = 0.117 \\ \frac{1}{16} &= 0.0625 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{0.2}{1.7} = 0.117 \\ \frac{M_s}{10 M_0} &= \frac{16.58}{10 \times 16.58} = 0.1 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b \times d} &= \frac{4.52}{100 \times 17.5} = 0.0025 \\ \frac{4.2}{f_e} &= \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

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

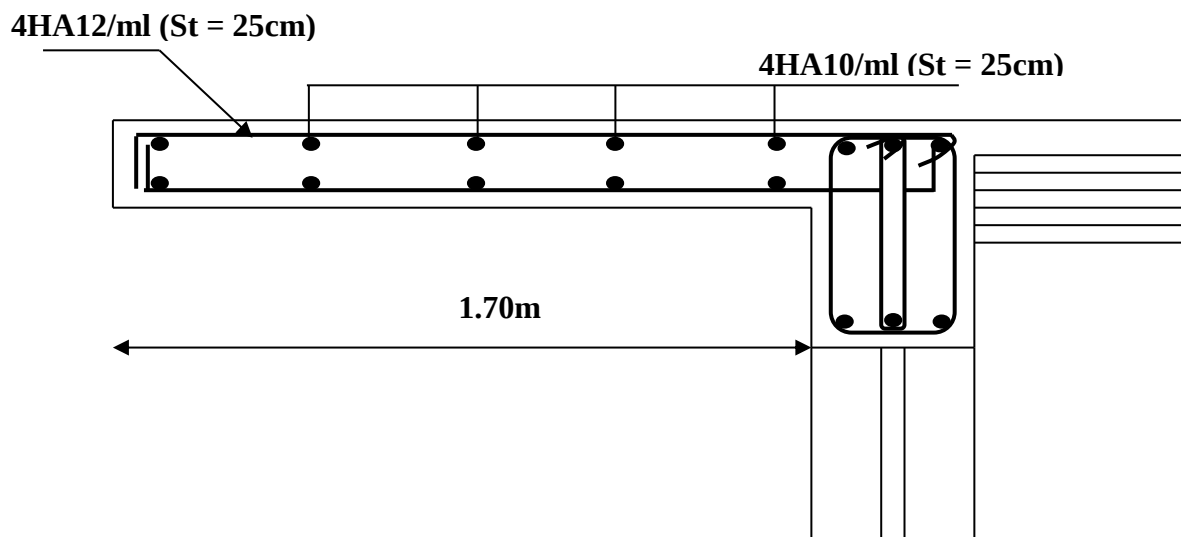


Fig III-45) Ferrailage du balcon

III-7- La salle machine

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (9niveaux), un ascenseur a été prévu .

- **Définition de l'ascenseur :**

C'est un appareil élévateur desservant les différents niveaux, en ouvrant un accès le long du guide verticale. L'ascenseur est composé de trois parties essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine
- Le contre poids

Le présent bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, de vitesse d'entraînement de $v = 1 \text{ m/s}$, dont la surface de la cabine est de $(1.15 \times 1.23) \text{ m}^2$

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9tonnes (90KN), répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent les coefficients permettant de calculer les moments.

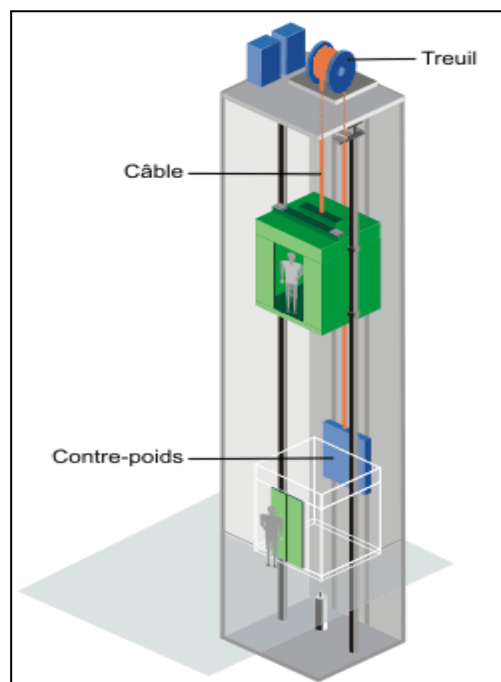


Fig III-46) Schéma d'un ascenseur

III-7-1-Dimensionnement :

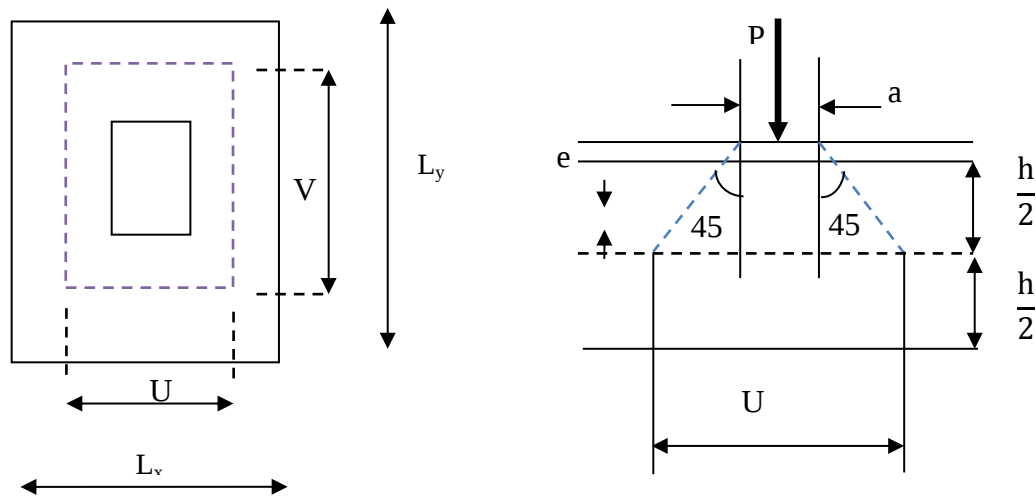
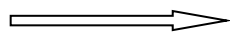


Fig III-47) Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.90}{2.05} = 0.92$$



la dalle travaille dans les deux sens

$$0.4 \leq \rho = 0.92 \leq 1$$

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec : H_t : épaisseur de la dalle ($h_0=15\text{cm}$) e : épaisseur de revêtement ($e=5\text{cm}$)

le coefficient dépend de la nature du revêtement, donc notre cas la dalle est composée de béton armé et d'une chape en béton : $\xi=1$

 $(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen $(U_0 \times V_0)$: coté de rectangle dans lequel la charge est centré : ($u_0=v_0=80\text{cm}$)

D'où

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

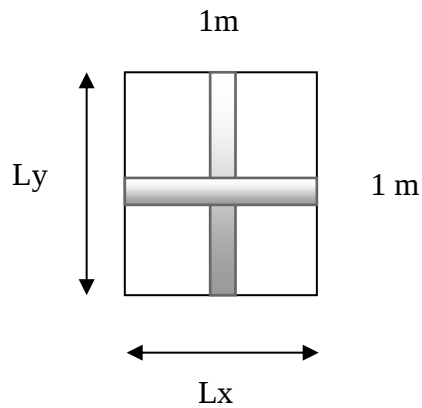


Fig III-48) panneau de la dalle de la salle machine

III-7-2-Détermination des sollicitations :

➤ A l'ELU :

- $q_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

$$p_u = 1.35p$$

avec

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

 $Q = 1 \text{ KN/m}$ (surcharge d'exploitation)

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml}$$
 (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$
 (charge concentrée dus au système de levage)

➤ A l'ELS

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.48 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p = 90 \text{ KN}$$

III-7-3-Calcul des moments

➤ Moment du au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

$$M_x = \rho (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = \rho (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec: M_1 et M_2 : coefficients données par les tables PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x et V/L_y)

 ν : coefficient de poisson

 $\nu = 0$ à l'ELU

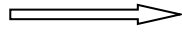
 $\nu = 0.2$ à l'ELS

$$\rho=0.92$$

$$\frac{U}{Lx} = \frac{105}{190} = 0.552$$

$$M_1=0.097$$

$$\frac{V}{Ly} = \frac{105}{205} = 0.512$$



$$M_2=0.0762$$

$$M_{x1}=121.5(0.097+0)=11.785 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}=121.5(0.0762+0)=9.234 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment du poids propre de la dalle pleine**

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

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

$$\rho=0.92$$

$$\mu_x=0.0438$$

$$\mu_y=0.819$$

$$M_{x2} = 0.0438 \times 8.048 \times (1.92) = 1.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.819 \times 1.27 = 1.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.785 + 1.27 = 13.055 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.234 + 1.040 = 10.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

Les moments calculés sont corrigés en leur affectant un coefficient égal à 0.85 en travée et à 0.3 aux appuis.

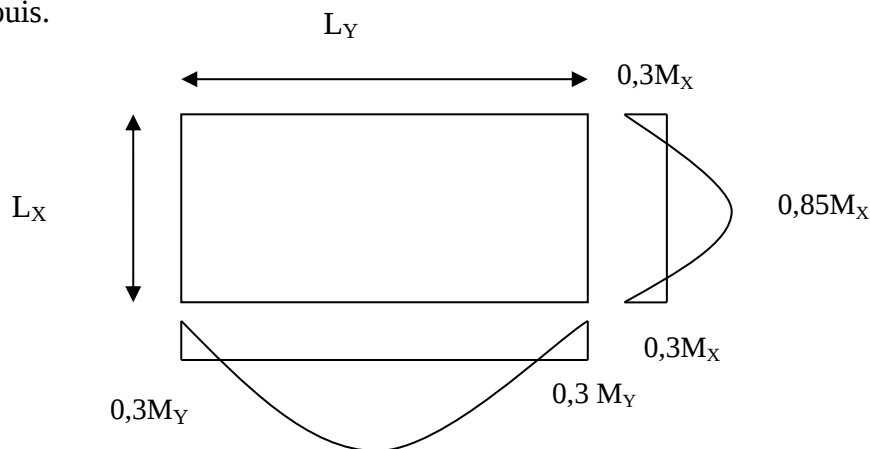


Fig III-49) Correction des moments

- En travée

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 11.096$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 8.729$$

- Sur appuis

$$M_{ax} = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 13.055 = -3.916 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 10.27 = -3.081 \text{ KN.m}$$

III-7-4-Ferraillage

❖ Sens X-X :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.916 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$A_{st}^a = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.916 \times 10^3}{0.9925 \times 12.5 \times 348} = 0.910 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4 HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25cm

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.096 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.2} = 0.050 < 0.392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.096 \times 10^3}{0.974 \times 12.5 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4 HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25cm

❖ Sens Y-Y

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.081 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$A_{st}^a = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.081 \times 10^3}{0.9945 \times 12.5 \times 348} = 0.712 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4 HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25cm

En travée

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.729 \times 10^3}{100 \times (12.5)^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (SSA)

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.53 \times 10^3}{0.980 \times 12.5 \times 348} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

On opte pour 4 HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25cm

III-7-5- Vérifications à l'ELU :

f) Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_{min} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_x > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^a = 3.14 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$A_{min} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$$A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_y > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_t^a = 3.14 \text{ cm}^2$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens

Diamètre minimal des barres : (art A-7.2.1 BAEL91)

On doit vérifier que $\emptyset_{max} \leq h/10 = 190/10 = 19$

$$\emptyset = 10 < \emptyset_{max} = 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale :

$$\text{Armatureur // à } l_x : A_x / L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures // à } l_y : A_y / L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Condition de non –poinçonnement (article A.5.2-4-2 duBAEL91) :

On admet aucune armature transversale, si la condition suivante est satisfaite : γ_b

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma} \leq \bar{\tau}_u$$

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 = 4.20 \text{ m}$$

P_u = charge de calcul à l'état limite ultime

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

$$P_u = 121.5 < 0.045 \times 4.20 \times 0.19 \times \frac{25}{1.5} = 598.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57}{1 \times 0.125} = 321.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

0.32 MPa < 1.167 MPa Condition vérifiée

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h/10 = 190/10 = 19 \text{ mm}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 19 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

c) Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

• Armatures // à l_x : A_x/L_x : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

• Armatures // à l_x : A_y/L_y : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V : $T_{\max} = \frac{PU}{3U} = \frac{121.5}{3(1.05)} = 38.57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57}{1 \times 0.125} = 308.56 \text{ KN/m}^2 = 0.30 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma} = 1.167 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

III-7-6-Vérification à l'ELS : $v = 0.2$

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0.2M_2) = 90 (0.097 + 0.2 \times 0.0762) = 9.0043 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0.2M_1) = 90 (0.0762 + 0.2 \times 0.097) = 8.604 \text{ KN.m}$$

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

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0438 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot \ell_x^2 = 0.0438 \times 5.85 \times (1.90)^2$$

$$M_{x2} = 0.925 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.819 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.819 \times 0.925$$

$$M_{y2} = 0.757 \text{ KN.m}$$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xser} = M_{x1} + M_{x2} = 9.0043 + 0.925 = 9.930 \text{ KN.m} \\ M_{yser} = M_{y1} + M_{y2} = 8.604 + 0.757 = 9.361 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4) Correction des moments :

➤ Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0.85 M_{xser} = 0.85 \times 9.930 = 8.440 \text{ KN.m (sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0.85 M_{yser} = 0.85 \times 9.361 = 7.957 \text{ KN.m (sens y-y)} \end{cases}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_{xser}^a = -0.3 \times 9.930 = -2.979 \text{ KN.m (sens x-x)}^2$$

$$M_{yser}^a = -0.3 M_{yser} = -0.3 \times 9.361 = -2.808 \text{ KN.m (sens y-y)}$$

5) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

6) Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

1) Aux appuis :

On a $M_a = 3,916 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12.5} = 0,161 \longrightarrow K = 61.34 \text{ et } \beta_1 = 0,9375$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,916 \times 10^6}{0,9375 \times 125 \times 2.01 \times 10^2} = 166.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{166.25}{61.34} = 2.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

2) En travée :

$M_t = 11.096 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0,251 \quad k = 47.895 \text{ et } \beta_1 = 0,2385$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{11.096 \times 10^6}{0,2385 \times 125 \times 3.14 \times 10^2} = 1182.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1182.8}{47.895} = 25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition non vérifiée})$$

Donc on augmente la section jusqu'à 4HA12 avec un espacement de 25

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12.5} = 0,4 \quad k = 36.02 \text{ et } \beta_1 = 0,902$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{11.096 \times 10^6}{0,902 \times 125 \times 4.52 \times 10^2} = 217.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217.7}{36.02} = 6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Sens y-y :**1) Aux appuis :**

On a $M_a = 3,081 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12.5} = 0,2 \longrightarrow K = 53.49 \quad \text{et } \beta_1 = 0,927$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,081 \times 10^6}{0,927 \times 125 \times 2.01 \times 10^2} = 132.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{132.3}{53.49} = 2.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

2) En travée :

$M_t = 8,729 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0,3 \longrightarrow K = 42.47 \quad \text{et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{8,729 \times 10^6}{0,914 \times 125 \times 3.14 \times 10^2} = 243.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{243.3}{42.74} = 5.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

8) Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés, on peut se dispenser du calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction ℓ_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de (x - x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]

d : La hauteur utile de la bande.

b : La largeur de bande égale à 1[m]

a)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{\ell_z} &= \frac{15}{190} = 0,078 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_z} &= \frac{9,57}{20 \times (11,26)} = 0,0424 \end{aligned} \right\} \frac{h}{\ell_z} = 0,078 > 0,0424 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{A_z}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003$$

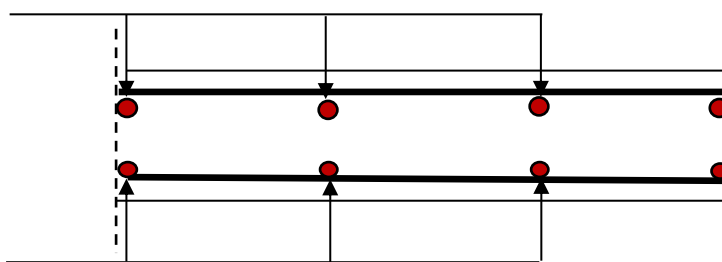
$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_z}{b.d} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

III-7-7- Schémas de ferrailage :

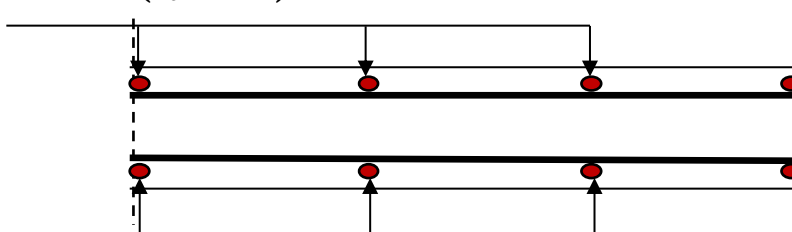
4HA12 ($S_t=25\text{cm}$)



4HA8/ml $S_t=25\text{cm}$

Fig III-50) Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

4HA10/ml ($S_t= 25\text{cm}$)



4HA08/ml ($S_t= 25\text{cm}$)

Fig III-51) Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

IV Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudions le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement. La fonction de contreventement consiste à parer la structure contre les sollicitations horizontales ; vent et séisme. Le contreventement peut être assuré par :

-Des voiles ou murs appelés couramment, refends entrant dans la composition de l'ouvrage.

-Un système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage.

-Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines, représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

-Une combinaison de portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes. La déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble (faible élanement => déformation due à l'effort tranchant). Dans le cas du portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble), la liaison entre le portique et le refend a pour résultat de créer une structure mixte.

Le comportement de ce genre de structure devient très complexe s'il on fait intervenir l'interaction refend portique.

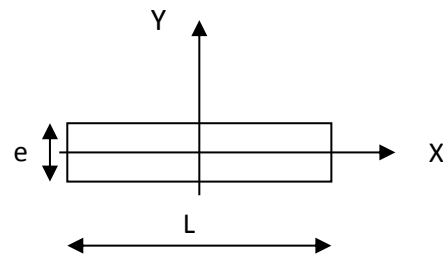
Le but de ce chapitre est justement de déterminer la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques. Pour cela, on compare l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous attribuons une inertie fictive.

IV-1) Inertie des voiles :❖ **Sens longitudinal :**

$$I_y = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12}$$

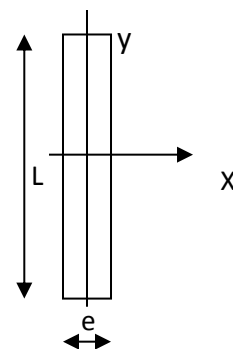
$$I_x \lll I_y \text{ (} e \lll L \text{), } I_x \text{ est négligeable devant } I_y$$

**Fig IV-1: Refend longitudinal**❖ **Sens transversal**

$$I_y = \frac{Le^3}{12}$$

$$I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$$I_y \lll I_x \text{ (} e \lll L \text{), } I_y \text{ est négligeable devant } I_x$$

**Fig IV-2: Refend transversal**

A. Les inerties des voiles sens transversal (parallèles à Y) $I_x = \frac{a \times L^3}{12}$

Tab IV-1) Inertie des voiles transversaux

Voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6
Longueurs [cm]	345	340	245	215	345	340
Épaisseurs [cm]	15	15	15	15	015	15
Inerties [cm ⁴] 10^8	0.533	0.491	0.184	0.124	0.533	0.491

B. Sens longitudinal (les voiles parallèles à X) $I_y = \frac{a \times L^3}{12}$

Tab IV-2) Inertie des voiles longitudinaux

Voiles	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5
Longueurs [m]	270	270	190	270	270
Épaisseurs [m]	15	15	15	15	15
Inerties [m ⁴]	0.246	0.246	0.086	0.246	0.246

IV-2) Calcul des inerties fictives des portiques

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'ALBERT FUETES « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ».

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 égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, 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.

L'inertie fictif des portiques est données par :

$$I_{ei} = \frac{F_i}{\Delta_i}$$

I_{ei} : Inertie équivalente du portique au niveau «i».

Δ_i : Déplacement du portique au niveau i.

F_i : Flèche du niveau i.

IV-2-1) Calcul des flèches du refend

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure

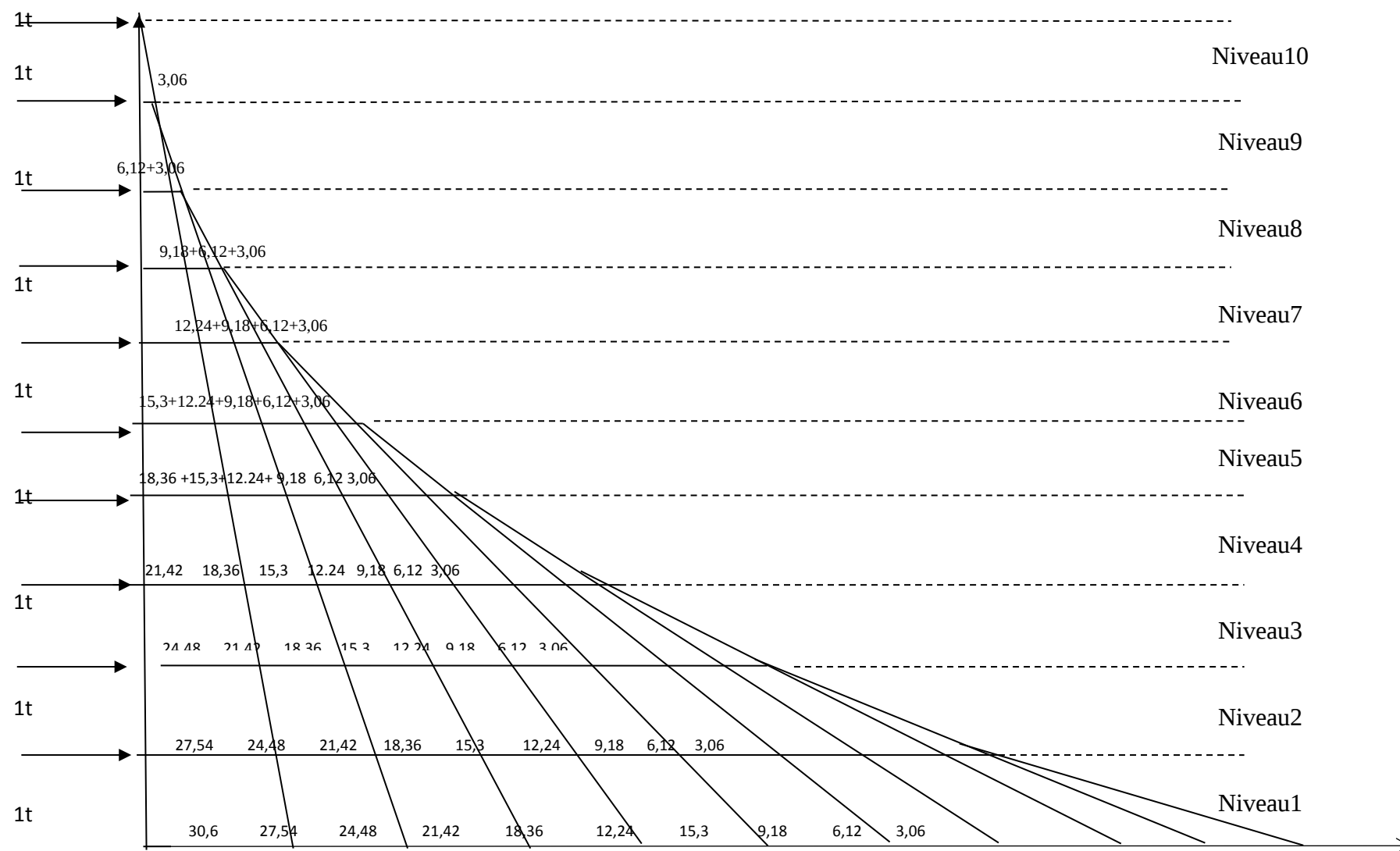


Fig V-3) : Diagramme des moments des aires

La flèche est donnée par la relation suivante : $f_i = \frac{\sum S_i \times X_i}{E_i}$;

Avec : S_i : Surface du trapèze.

X_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

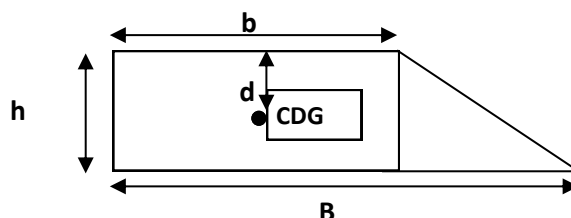


Fig IV-4) Section du trapèze de niveau considéré

Rappel sur le centre de gravité et la surface d'un trapèze :

$$S_i = \frac{(B+b) \times h}{2} ; \quad X_i = \frac{(2B+b)}{3(B+b)} \times h$$

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments

Tab IV-3).récapitulatif des flèches d'un voile de « $I = 1 \text{ m}^4$ »

Niveaux	h (m)	B (m)	b (m)	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$X_i \text{ (m)}$	$S_i \times X_i$	$\sum S_i \times X_i$
9	3.06	3.06	0	4.682	2.04	9.551	2 889.14
8	3.06	9.18	3.06	18.727	1.785	33.43	2 879.59
7	3.06	18.36	9.18	42.136	1.7	71.63	2 846.16
6	3.06	30.6	18.36	74.909	1.658	124.2	2 774.53
5	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191	2 650.37
4	3.06	64.26	45.9	168.545	1.615	272.2	2 459.35
3	3.06	85.68	64.26	229.408	1.603	367.7	2 187.15
2	3.06	110.2	85.68	299.635	1.594	477.5	1 819.44
1	3.06	137.7	110.16	379.226	1.587	601.7	1 341.90
rdc	3.06	168.3	137.7	468.18	1.581	740.2	740.193

➤ **Calcul des flèches par niveau :**

$$f_{RDC} = 740.193 / EI \quad f_1 = 1\,341.90 / EI \quad f_2 = 1\,819.44 / EI$$

$$f_3 = 2\,187.15 / EI. \quad f_4 = 2\,459.35 / EI \quad f_5 = 2\,650.37 / EI$$

$$f_6 = 2\,774.53 / EI. \quad f_7 = 2\,846.16 / EI \quad f_8 = 2\,879.59 / EI \quad f_9 = 2\,889.14 / EI$$

IV-3-2) Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher*** calcul de la rotation d'étage : $E\theta$** **Pour les niveaux supérieurs :**

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Où : $M_n = T_n \cdot h_n$

$$M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1}$$

Pour le 1^{er} niveau :

$$\text{-Poteaux encastrés : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{-Poteaux articulés : } E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

*** Calcul du déplacement :**

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{cn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \cdot h$$

Avec : $\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau ; $\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau ;

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres : } K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux : } K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

h : hauteur libre d'étage ;

E : module d'élasticité ;

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

➤ Sens transversal

Tab IV-4) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

		Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
Niveaux	Portiques	$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
9	(A-A)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	0.74
	(B-B)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(C-C)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(D-D)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(E-E)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(F-F)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(G-G)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
	(H-H)	28.023	14.302	3.06	89.148	269.293	824.038	31 744.283	2 889.14	0.091	
8	(A-A)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	0.75
	(B-B)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(C-C)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(D-D)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(E-E)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(F-F)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(G-G)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	
	(H-H)	28.023	14.302	6.12	267.445	360.290	1 102.488	30 920.245	2 879.59	0.093	

Tab IV-5) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10^4)	$\sum K_t$ (10^4)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
7	(A-A)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	0.76
	(B-B)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(C-C)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(D-D)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(E-E)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(F-F)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(G-G)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
	(H-H)	28.023	14.302	9.18	445.742	807.880	2 472.114	29 817.758	2 846.16	0.095	
6	(A-A)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	0.81
	(B-B)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(C-C)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(D-D)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(E-E)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(F-F)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(G-G)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	
	(H-H)	28.023	14.302	12.24	624.039	1 069.876	3 273.820	27 345.644	2 774.53	0.101	

Tab IV-6) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
5	(A-A)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	0.88
	(B-B)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(C-C)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(D-D)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(E-E)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(F-F)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(G-G)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
	(H-H)	31.618	14.567	15.3	787.739	1 278.517	3 912.263	24 071.824	2 650.37	0.110	
4	(A-A)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	0.98
	(B-B)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(C-C)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(D-D)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(E-E)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(F-F)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(G-G)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	
	(H-H)	31.618	14.567	18.36	962.793	1 523.604	4 662.229	20 159.561	2 459.35	0.122	

Tab IV-7) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
3	(A-A)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	1.13
	(B-B)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(C-C)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(D-D)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(E-E)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(F-F)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(G-G)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
	(H-H)	74.449	14.844	21.42	1 116.613	1 442.268	4 413.339	15 497.332	2 187.15	0.141	
2	(A-A)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	1.31
	(B-B)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(C-C)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(D-D)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(E-E)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(F-F)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(G-G)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	
	(H-H)	74.449	14.844	24.48	1 288.399	1 634.268	5 000.861	11 083.994	1 819.44	0.164	

Tab IV-8) Inertie fictive des portiques parallèles à (yy)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
1	(A-A)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	1.76
	(B-B)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(C-C)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(D-D)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(E-E)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(F-F)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(G-G)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
	(H-H)	135.93	15.135	27.54	1 432.111	1 342.624	4 108.428	6 083.133	1 341.90	0.221	
rdc	(A-A)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	3.00
	(B-B)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(C-C)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(D-D)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(E-E)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(F-F)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(G-G)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	
	(H-H)	135.93	15.135	30.6	915.455	645.328	1 974.704	1 974.704	740.19	0.375	

➤ Sens longitudinal

Tab IV-9) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
9	(1-1)	48.802	19.451	3.06	65.549	183.351	561.053	21 837.34	2 889.140	0.13	0.79
	(2-2)	48.802	19.451	3.06	65.549	85.027	260.181	21 536.47	2 889.140	0.13	
	(3-3)	48.802	19.451	3.06	65.549	85.027	260.181	21 536.47	2 889.140	0.13	
	(4-4)	48.802	19.451	3.06	65.549	85.027	260.181	21 536.47	2 889.140	0.13	
	(5-5)	48.802	19.451	3.06	65.549	85.027	260.181	21 536.47	2 889.140	0.13	
	(6-6)	48.802	19.451	3.06	65.549	85.027	260.181	21 536.47	2 889.140	0.13	
8	(1-1)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	0.81
	(2-2)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	
	(3-3)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	
	(4-4)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	
	(5-5)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	
	(6-6)	48.802	19.451	6.12	196.648	366.701	1 122.106	21 276.29	2 879.590	0.14	
7	(1-1)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	0.85
	(2-2)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	
	(3-3)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	
	(4-4)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	
	(5-5)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	
	(6-6)	48.802	19.451	9.18	327.747	550.052	1 683.159	20 154.19	2 846.160	0.14	

Tab IV-10) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

Niveaux	Portiques	Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
		$\sum K_p$ (10 ⁻⁴)	$\sum K_t$ (10 ⁻⁴)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
6	(1-1)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	0.90
	(2-2)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	
	(3-3)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	
	(4-4)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	
	(5-5)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	
	(6-6)	48.802	19.451	12.24	458.845	728.760	2 230.007	18 471.03	2 774.530	0.15	
5	(1-1)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	0.98
	(2-2)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	
	(3-3)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	
	(4-4)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	
	(5-5)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	
	(6-6)	79.412	19.762	15.30	580.660	805.733	2 465.542	16 241.02	2 650.320	0.16	
4	(1-1)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	1.07
	(2-2)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	
	(3-3)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	
	(4-4)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	
	(5-5)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	
	(6-6)	79.412	19.762	18.36	709.695	960.176	2 938.139	13 775.48	2 459.350	0.18	

Tab IV-11) Inertie fictive des portiques parallèles à (xx)

		Raideurs et moments			Rotations et déplacements				Refends	Inerties fictives	
Niveaux	Portiques	$\sum K_p$ (10^4)	$\sum K_t$ (10^4)	M_n	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	EF_i	$I_{fictive}$	$\sum I_{fictive}$ [m ⁴]
2	(1-1)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	1.42
	(2-2)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	
	(3-3)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	
	(4-4)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	
	(5-5)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	
	(6-6)	122.55	20.083	24.48	952.298	1 120.582	3 428.981	7 671.87	1 819.440	0.237	
1	(1-1)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	1.90
	(2-2)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	
	(3-3)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	
	(4-4)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	
	(5-5)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	
	(6-6)	181.24	22.674	27.54	955.941	925.232	2 831.211	4 242.89	1 341.900	0.316	
rdc	(1-1)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	3.15
	(2-2)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	
	(3-3)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	
	(4-4)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	
	(5-5)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	
	(6-6)	181.24	22.674	30.60	641.263	461.332	1 411.676	1 411.68	740.193	0.524	

- Inerties moyennes des portiques :

- Sens longitudinal :

NIVEAU	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ey}(m^4)$	3.15	1.90	1.42	1.21	1.07	0.98	0.90	0.85	0.81	0.79

$I_{moy} = 1.308m^4$ (portiques).

- Sens transversal :

NIVEAU	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ex}(m^4)$	3	1.76	1.31	1.13	0.98	0.88	0.81	0.76	0.75	0.74

$I_{moy} = 1.212m^4$ (portiques).

- Interprétation des résultats :

- Sens longitudinal :

La moyenne des inerties des portiques : $1.308 m^4$.

La moyenn e des inerties des voiles : $1.07 m^4$

$$I = \frac{\sum_{i=RDC}^9 I_y}{10} = \frac{(0.246 \times 4 + 0.086) \times 10}{10} = 1.07 m^4$$

Inertie totale (voiles + portiques) : $2.378m^4$.

Portiques → 55%.

Voiles → 45%.

- Sens transversal :

La moyenne des inerties des portiques : $1.212 m^4$.

La moyenne des inerties des voiles : $2.356 m^4$

$$I = \frac{\sum_{i=rdc}^9 I_x}{10} = \frac{(0.533 \times 2 + 0.491 \times 2 + 0.184 + 0.124) \times 10}{10} = 2.356 m^4$$

Inertie totale (voiles+ portiques) : 3.568m⁴.

Portiques → 34%.

Voiles → 66%.

➤ **Conclusion :**

On remarque que les forces sismiques sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. et d'après l'RPA, quand l'inertie des voiles ne dépasse pas 80 % de celle des portiques, on dira que la structure est mixte c'est-à-dire qu'elle est contreventée par voiles et portiques.

Le système de contreventement est mixte avec interaction voile-portique (4a)

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière minimiser les dégâts sur les constructions.

V-1) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ♦ La méthode statique équivalente.
- ♦ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ♦ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) La méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003)

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car : Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. La condition n'est pas satisfaite (le bâtiment étudié a une hauteur de 30.60 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Conclusion : On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0.

V-2) Etapes de modélisation:

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 10niveaux (RDC+9étages) encastrée à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera que les éléments structuraux (voiles, portiques et dalles pleines),et les éléments secondaires.

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction les directions principales de l'étude sismique EX, EY
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) ou (l'accélération /pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donné pour des valeurs successives de période T.

6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)
- $G + Q$ (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.

- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

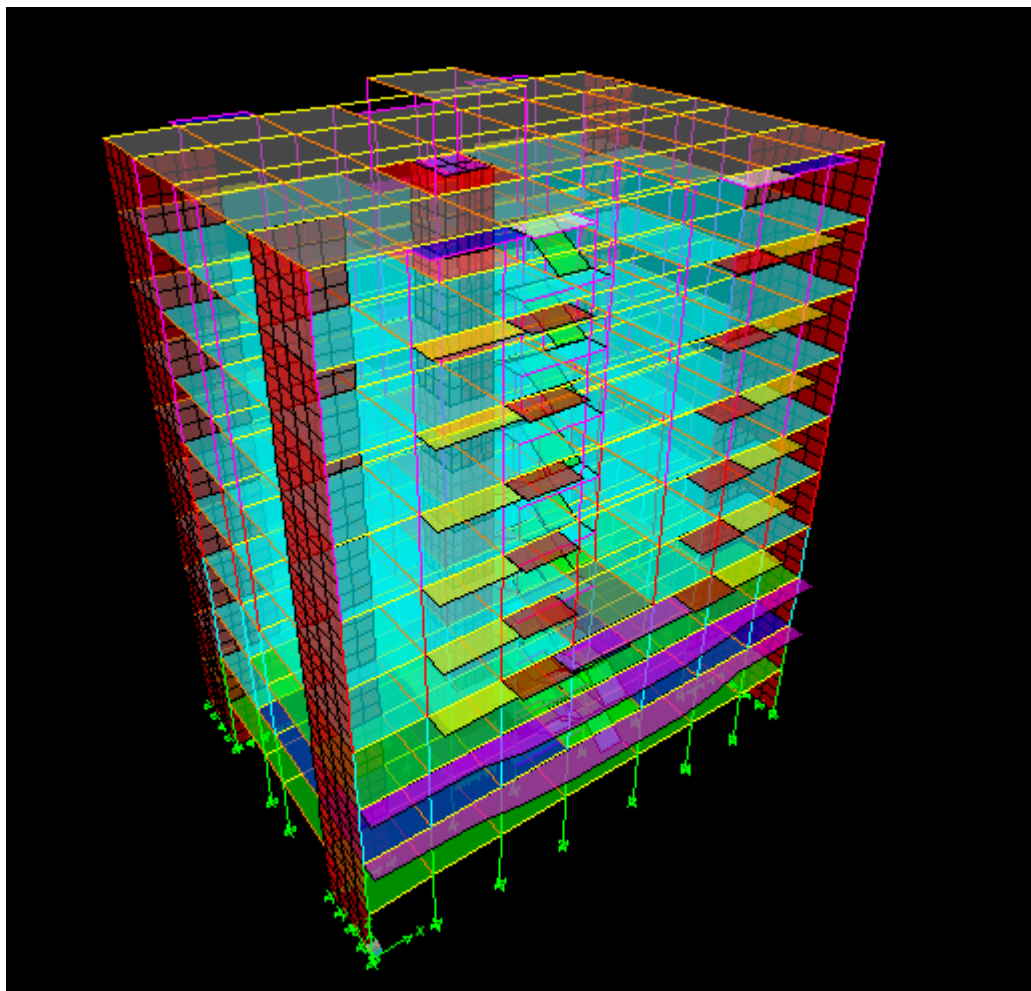


Fig V-1) modèle 3D de la structure après modélisation

V-3) Vérification des résultats d'ETABS, selon le RPA99/2003 :

1) Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA99/2003)

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

Avec : N_d : Effort normal dans les poteaux et B_c : Section du poteau

Tab V-1) Vérification de la valeur du coefficient ν de l'effort normal réduit

Etage	$B_c [cm^2]$	$N_d [KN]$	$F_{c28} [KN/mm^2]$	ν	condition
RDC, 1 ^{er}	40x45	2051.09	25000	0.45	Non vérifiée
2, 3	35x40	1574.09	25000	0.44	Non vérifiée
4, 5	30x35	1163.29	25000	0.44	Non vérifiée
6, 7, 8, 9	25x30	767.67	25000	0.40	Non vérifiée

N.B: L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour tous les étages. On doit donc augmenter les sections des poteaux.

Tab V-2) Vérification de la valeur du coefficient ν de l'effort normal réduit après

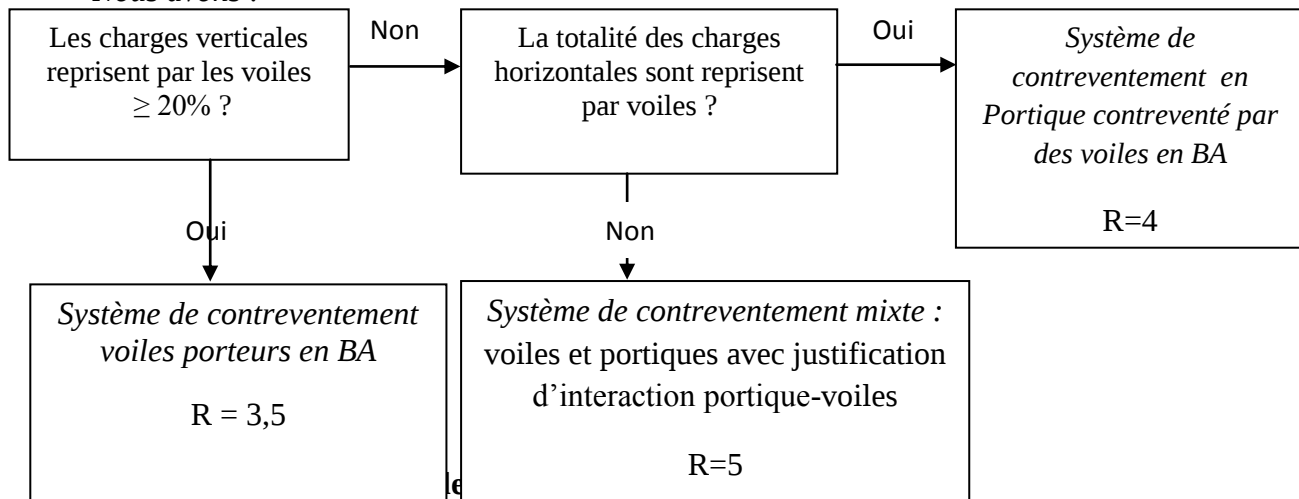
redimensionnement

Etage	$B_c [cm^2]$	$N_d [KN]$	$F_{c28} [KN/mm^2]$	ν	condition
RDC, 1^{er}	50x55	1557.46	25000	0.22	vérifiée
2, 3	45x50	1195.77	25000	0.21	vérifiée
4, 5	40x45	879.17	25000	0.19	vérifiée
6, 7, 8, 9	35x40	576.40	25000	0.16	vérifiée

Type de contreventement:

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre en considération.

Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans le logiciel ETABS, on suit les étapes ci-après :

a) les charges horizontales

✓ Pour l'effort tranchant de chaque étage

Display ⇒ show Tables ⇒ select cases / combo ⇒ Ex spectra OK

⇒ Building output ⇒ story shears ⇒ ok

Edit ⇒ copy ⇒ collé dans l'Excel

On tire l'effort tranchant de chaque étage V_x

✓ Pour l'effort tranchant des voiles de chaque étage

Select ⇒ by pier ID ⇒ on sélectionne tous les voiles longitudinales ⇒ ok

Display ⇒ show Tables ⇒ wall output ⇒ wall forces

Edit ⇒ copy ⇒ collé dans l'Excel

On tire la somme des efforts tranchants des voiles pour chaque étage V_2

❖ On tire le pourcentage des charge horizontale résiste par les voiles longitudinales après l'application de la formule suivant :

$$\%VL = \frac{V_{voil}}{V_x} \times 100$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tab V-3) pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles selon x-x

Story	Load	Loc	VX	v2	v2/vx
ETT-1	EX	Bottom	30.5	/	/
ETT	EX	Bottom	521.94	264.77	50.72
ET8	EX	Bottom	869.13	373.54	42.97
ET7	EX	Bottom	1124.51	533.99	47.48
ET6	EX	Bottom	1343.36	754.04	56.13
ET5	EX	Bottom	1540.81	814.14	52.83
ET4	EX	Bottom	1703.3	11054.91	61.93
ET3	EX	Bottom	1841.06	1128.55	57.62
ET2	EX	Bottom	1957.88	1293.13	66.047
ET1	EX	Bottom	2055.85	1445.35	70.30
RDC	EX	Bottom	2104.85	1378.41	65.48
				Moy (%)	57.16

Le pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles dans le sens longitudinal est de 57.16% de la charge totale.

Les mêmes étapes sont suivies pour déduire le pourcentage des charges horizontales résistant par les voiles transversales. Il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever respectivement les valeurs de V_2 et V_y

- ❖ **On tire le pourcentage des charge horizontale résiste par les transversales après l'application de la formule suivant :**

$$\%VT = \frac{V_{voile}}{V_y} \times 100$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tab V-4) pourcentage de reprise des charges horizontales par les voiles selon y-y

Story	Load	Loc	VY	v2	v2/vy%
ETT-1	EY	Bottom	35,7	/	/
ETT	EY	Bottom	550,33	277.13	50,36
ET8	EY	Bottom	915,82	503.74	55,00
ET7	EY	Bottom	1185,71	718.21	60,57
ET6	EY	Bottom	1418,19	990.98	69,88
ET5	EY	Bottom	1627,43	1107.12	68,03
ET4	EY	Bottom	1796,79	1375,37	76,55
ET3	EY	Bottom	1937,23	1482,35	76,52
ET2	EY	Bottom	2055,32	1690,61	82,26
ET1	EY	Bottom	2156,33	1844,34	85,53
RDC	EY	Bottom	2208,08	1687,38	76,42
				Moy (%)	70.11

Le pourcentage des charges horizontales reprise par les voiles dans le sens transversal est de 70.11% de la charge totale.

b) Charges verticales :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison poids):

- 1) On sélectionne les nœuds des voiles à la base

Display⇒show tables⇒réactions⇒support réactions⇒select

cases/combos⇒poids⇒ok⇒ok

on relève la somme des $F_z=7600.51\text{KN}$

- 2) On sélectionne tous les nœuds de la base **display⇒show tables⇒réactions⇒support réactions⇒select cases/combos⇒poids⇒ok⇒ok**

on relève la somme des F_Z qui est le poids totale $W_T=48974.13$

$W_T \rightarrow 100\%$

$F_Z \rightarrow ?$

$$\frac{F_Z \times 100}{W_T} = \frac{7600.51 \times 100}{48974.13} = 15.51\%$$

Le pourcentage de reprise des charges verticales par les voiles est de 15.51%

Conclusion

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques. Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte, assuré par des voiles et des portiques », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage

3) Estimation de la période :

A. Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003) D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

B. Calcul de la période empirique majorée

$$T_{majoré} = T + 30\% \times T = 0,845 \text{ s}$$

C. Détermination de la période par le logiciel ETABS

La période est donnée par ETABS en suivant les étapes ci-après :

Dans la fenêtre **Display** $\Rightarrow$ **Show Tables**, on clique sur **Modal Information** $\Rightarrow$ **Building Modal Information** $\Rightarrow$ **Modal Participating Mass Ratios**.

Tab V-5) Résultat de la période donné par ETABS

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.824776	66.1088	0.0029	66.1088	0.0029	0.7573
2	0.748744	0.0047	64.6578	66.1135	64.6606	1.4439
3	0.691852	0.7888	1.4221	66.9023	66.0828	63.8038
4	0.210236	18.5891	0.0122	85.4914	66.095	0.0446
5	0.182304	0.0161	19.2503	85.5075	85.3452	0.0435
6	0.164949	0.0103	0.0204	85.5179	85.3657	18.8262
7	0.143137	0.543	0.003	86.0609	85.3687	0.3095
8	0.133393	0.0005	0.7616	86.0614	86.1303	0.3182
9	0.126454	0.0003	0.0166	86.0616	86.1469	0.0323
10	0.094218	6.8891	0.0092	92.9508	86.156	0.0364
11	0.08064	0.0124	6.8932	92.9632	93.0493	0.0813
12	0.071549	0.0182	0.0694	92.9814	93.1187	7.1245

$T_{Etabs} = 0.824 < 0.845s$.

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode.

4) Pourcentage de participation de la masse modale(Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux Mode Période 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).

La somme des masses dans le 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA vérifiée.

5) Vérification de l'effort tranchant à la base (Art.4.2.3 RPA 99/Version2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE. La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T$$

W_T : poids totale de la structure. (Tiré à partir du logiciel ETABS)

A : coefficient d'accélération de zone

R : Coefficient de comportement global de la structure (structure mixte avec interaction)

Q :Facteur de qualité

$Q = 1 + \Sigma Pq$ (Equation (4.4) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003) Où Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7. Art 4.3.3 RPA 99/version 2003.

La nature du sol : meuble (site S3) $T_2=0,50s$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 8.5\%$.

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,816 > 0.7; (\xi = 8.5\%) \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$T_2 = 0.5 \leq T = 0.85 \leq 3.0s$ Application de la 2ème équation pour calculer D .

$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0.824}\right)^{2/3} = 1.46$$

Les valeurs de A , D , Q , R , T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V-6) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

paramètre	valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.10	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.5	Tableau 4.7
Poids total de la structure WT	48974.13	/
Facteur d'amplification D	1.46	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

$$V_{XMSE} = V_{YMSE} = V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.10}{5} \times 48974.13 = 2359.574$$

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale :

Display ⇒ Show tables ⇒ building Output ⇒ Story Shears ⇒ Select Cases/combos ⇒ Ex et Ey.

Tab V-7) Les valeurs de l'effort tranchant selon x-x et y-y

Story	V _x	V _y
ETT-1	30.5	35,7
ETT	521.94	550,33
ET8	869.13	915,82
ET7	1124.51	1185,71
ET6	1343.36	1418,19
ET5	1540.81	1627,43
ET4	1703.3	1796,79
ET3	1841.06	1937,23
ET2	1957.88	2055,32
ET1	2055.85	2156,33
RDC	2104.85	2208,08

$$V_{XMMS} = 2104.85 \text{ KN} > 0.8 V_{XMSE} = 1887.659 \text{ condition vérifiée}$$

$$V_{YMMS} = 2208.08 \text{ KN} > 0.8 V_{YMSE} = 1900.59 \text{ condition vérifiée}$$

6) Vérification de l'excentricité (Art 4.3.7RPA99/mod2003)

Lorsque l'on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur de 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x = 0.05 \times 25.35 = 1.268$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y = 0.05 \times 18.85 = 0.943$$

Avec:

CM : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Les excentricités sont données par ETABS en suivant les étapes ci-après

Display $\Rightarrow$ **show tables** $\Rightarrow$ **ANALYSIS RESULTS** $\Rightarrow$ **building output** $\Rightarrow$ **center mass rigidity**

Select cases/combos $\Rightarrow$ **EX EY**

Tableau V-8) L'effet de torsion d'axe vertical donné par le logiciel ETABS

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y	vérification
RDC	12.503	9.371	12.041	8.856	0.462	0.515	vérifiée
ET1	12.49	9.334	12.135	8.795	0.355	0.539	vérifiée
ET2	12.18	9.605	12.177	8.753	0.003	0.852	vérifiée
ET3	12.487	8.945	12.191	8.739	0.296	0.206	vérifiée
ET4	12.489	9.248	12.19	8.725	0.299	0.523	vérifiée
ET5	12.489	9.249	12.185	8.712	0.304	0.537	vérifiée
ET6	12.49	9.249	12.178	8.7	0.312	0.549	vérifiée
ET7	12.49	9.249	12.171	8.691	0.319	0.558	vérifiée
ET8	12.498	9.271	12.164	8.685	0.334	0.586	vérifiée
ETT	12.418	9.146	12.162	8.687	0.256	0.459	vérifiée
ETT-1	8.425	6.05	8.628	6.148	-0.203	-0.098	vérifiée

7) Vérification des déplacements (Art 4.4.3RPA99/mod2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous : **display** $\Rightarrow$ **show table** $\Rightarrow$ **displacements** $\Rightarrow$ **displacements data** $\Rightarrow$ **table:Diaphragm CM Displacement**

Tab V-9) Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Story	$U_x[m]$	$\Delta_{kx}[m]$	$1\%h[m]$	vérification
ETT-1	0.0159	0.0011	0.0306	vérifiée
ETT	0.0148	0.0017	0.0306	vérifiée
ET8	0.0131	0.0019	0.0306	vérifiée
ET7	0.0112	0.0018	0.0306	vérifiée
ET6	0.0094	0.0019	0.0306	vérifiée
ET5	0.0075	0.0018	0.0306	vérifiée
ET4	0.0057	0.0017	0.0306	vérifiée
ET3	0.004	0.0014	0.0306	vérifiée
ET2	0.0026	0.0013	0.0306	vérifiée
ET1	0.0013	0.0009	0.0306	vérifiée
RDC	0.0004	0.0004	0.0306	vérifiée

Tab V-10) Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

Story	$U_y[m]$	$\Delta_{ky}[m]$	$1\%h[m]$	vérification
ETT-1	0.0147	0.0017	0.0306	vérifiée
ETT	0.013	0.0016	0.0306	vérifiée
ET8	0.0114	0.0017	0.0306	vérifiée
ET7	0.0097	0.0016	0.0306	vérifiée
ET6	0.0081	0.0017	0.0306	vérifiée
ET5	0.0064	0.0015	0.0306	vérifiée
ET4	0.0049	0.0015	0.0306	vérifiée
ET3	0.0034	0.0013	0.0306	vérifiée
ET2	0.0021	0.001	0.0306	vérifiée
ET1	0.0011	0.0007	0.0306	vérifiée
RDC	0.0004	0.0004	0.0306	vérifiée

8) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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».

Tab V-11) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta selon x-x

Story	P [KN]	V _x [KN]	Δ_{kx} [m]	h _k [m]	θ_k	vérification
ETT-1	214.23	30.5	0.0011	3.06	0.0004	vérifiée
ETT	5068.85	521.94	0.0017	3.06	0.0006	vérifiée
ET8	4609.43	869.13	0.0019	3.06	0.0013	vérifiée
ET7	4609.43	1124.51	0.0018	3.06	0.0019	vérifiée
ET6	4609.44	1343.36	0.0019	3.06	0.0026	vérifiée
ET5	4756.31	1540.81	0.0018	3.06	0.0030	vérifiée
ET4	4756.31	1703.3	0.0017	3.06	0.0033	vérifiée
ET3	5101.68	1841.06	0.0014	3.06	0.0030	vérifiée
ET2	4826.87	1957.88	0.0013	3.06	0.0034	vérifiée
ET1	5164.96	2055.85	0.0009	3.06	0.0025	vérifiée
RDC	5256.65	2104.85	0.0004	3.06	0.0012	vérifiée

Tab V-12) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta selon y-y

Story	p[KN]	V _y [KN]	Δ_{ky} [m]	h _k [m]	θ_k	vérification
ETT-1	214.23	35,7	0.0017	3.06	0.0033	vérifiée
ETT	5068.85	550,33	0.0016	3.06	0.0048	vérifiée
ET8	4609.43	915,82	0.0017	3.06	0.0028	vérifiée
ET7	4609.43	1185,71	0.0016	3.06	0.0020	vérifiée
ET6	4609.44	1418,19	0.0017	3.06	0.0018	vérifiée
ET5	4756.31	1627,43	0.0015	3.06	0.0014	vérifiée
ET4	4756.31	1796,79	0.0015	3.06	0.0013	vérifiée
ET3	5101.68	1937,23	0.0013	3.06	0.0011	vérifiée
ET2	4826.87	2055,32	0.001	3.06	0.0008	vérifiée
ET1	5164.96	2156,33	0.0007	3.06	0.0005	vérifiée
RDC	5256.65	2208,08	0.0004	3.06	0.0003	vérifiée

V-5) CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

1. Le pourcentage de participation massique est vérifié pour le nombre de mode considéré.
2. L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
3. L'excentricité est vérifiée.
4. Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
5. L'effet du 2ème ordre (l'effet P- Δ) est négligé.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VI-1) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Ils sont donc calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tab VI-1) Caractéristique mécanique des matériaux

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

VI-1-1) Combinaison des charges

$$G + Q \left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

VI-1-2) Recommandations du RPA99 (Art 7.4.2.1)

✓ Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Pourcentage minimal : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.
- Pourcentage maximal en zone courante : 3 % de la section du poteau.
- Pourcentage maximal en zone de recouvrement: 6 % de la section du poteau.
- Diamètre minimal: 12 mm.
- Longueur de recouvrement minimale : 40Φ en zone IIa.
- Distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

On aura :

Tab VI-2) Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min}=0.8\% \times b \times h$ [cm ²]	% maximal d'armature	
		Zone courant $A_{\max}=0.3\% \times b \times h$ [cm ²]	Zone recouvrement $A_{\max}=0.3\% \times b \times h$ [cm ²]
50x55	22	82.5	165
45x50	18	67.5	135
40x45	14.4	54	108
35x40	11.2	42	84

✓ **Les armatures transversales (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b})$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa:

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi, 15\text{cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min}$$

Φ : diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$

VI-1-3) Calcul du ferrailage :

VI-1-3-1) Armature longitudinal

Etapas de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

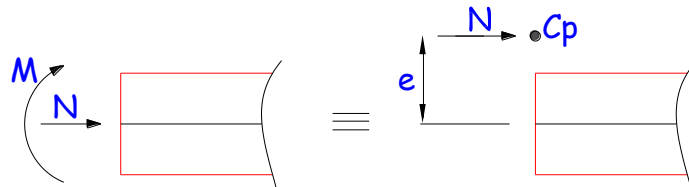
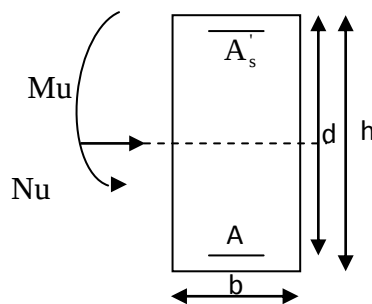


Fig VI-1) Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.



FigVI-2) Moment exerçant sur le poteau.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcul : $M_r = \mu_l bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

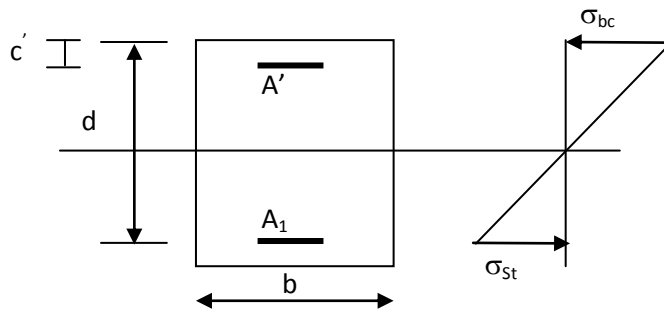


Fig VI-3) section réelle des armatures

- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut vérifiée l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant

Tab VI-3 Calcul des armatures pour les poteaux

Niveau	N[KN]	M[KN.m]	combinaison	Section n[cm ²]	Excentricité [cm]	observation	A' _s [cm ²]	A _s [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]
RDC, 1	N _{max} =2147.09	M _{corr} =-5.294	Durable	50x55	-0.24	SPC	0	0	25.12
	N _{min} =1032.97	M _{corr} =3.814	Acc		0.36	SPC	0	0	
	N _{corr} =804.98	M _{max} =65.176	Acc		8.09	SPC	0	0	
2,3	N _{max} =1646.92	M _{corr} =2.088	Durable	45x50	0.12	SPC	0	0	25.12
	N _{min} =572.83	M _{corr} =5.726	Acc		1.00	SPC	0	0	
	N _{corr} =1174.46	M _{max} =-59.822	Acc		-5.09	SPC	0	0	
4,5	N _{max} =1210.54	M _{corr} =4.086	Durable	40x45	0.33	SPC	0	0	12.3
	N _{min} =251.46	M _{corr} =6.811	Acc		2.70	SPC	0	0	
	N _{corr} =823.35	M _{max} =52.5	Acc		6.37	SPC	0	0	
6,7,8,9	N _{max} =793.1	M _{corr} =6.402	Durable	35x40	0.80	SPC	0	0	9.04
	N _{min} =74.23	M _{corr} =6.301	Acc		8.48	SPC	0	0	
	N _{corr} =706.57	M _{max} =-53.745	Acc		-7.61	SPC	0	0	

Tab VI-4) Ferrailage des poteaux

Section des poteaux cm^2	$A_{\min} \text{ cm}^2$	$A_{\text{adopté}}(\text{totale}) \text{ cm}^2$	Ferrailage	vérification
50x55	22	24.13	12HA16	VéOrifiée
45x50	18	18.47	12HA14	
40x45	14.4	13.57	12HA12	
35x40	11.2	13.57	12HA12	

VI-1-3-2) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est :

- D'empêcher le déplacement transversal du béton
- De reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Espacement des armatures transversales Selon le BAEL 91** Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

a : est la petite dimension du poteau

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm}$$

➤ **La section d'armatures transversales Selon BAEL 91** Art A8.1.3

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux sont encadrées par deux cadres en $\phi 8$ donc

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

VI-1-4) Vérification à l'ELU :

1) Les armatures transversales :

➤ **Espacement des armatures transversal Art 7.4.2.2 RPA99 version 2003**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) = \min(12, 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

On prend $S_t=8\text{cm}$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{40}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17.5; 20; 12\} = 12\text{cm}$$

Conclusion :

On adopte : $S_t = 8\text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 12\text{ cm}$ en zone courante

➤ **La section d'armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Poteaux 50x55 (RDC, 1^{ère})

Avec : L_f : longueur de flambement $L_f = 0.707h_e$

h_e : hauteur d'étage : 3.06m

$$L_f = 0.707 \times 3.06 = 2.163\text{m}$$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.50 \times 0.55^3}{12} = 0.0069\text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0034}{0.50 \times 0.55}} = 0.159 \text{ m}$$

$$L_f = 0.707 \times 3.2 = 1.95 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{2.163}{0.159} = 13.606$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Donc le coefficient ρ_a est pris égal à 2.50.

La section d'armature transversale égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 88.65 \text{ KN}$.

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 87.06 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 87.06 \times 10^3}{55 \times 400} \times 8 = 79.145 \text{ mm}^2$$

$S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 87.06 \times 10^3}{55 \times 400} \times 12 = 118.718 \text{ mm}^2 = 1.19 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4HA8$ Soit deux cadre de $\phi 8$ pour tous les poteaux

➤ Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b$$

Poteaux (50×55) : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.8 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Poteaux (45×50) : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 45 = 1.62 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Poteaux (40×45) : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Poteaux (35×40) : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 < A_{ad} = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2) Longueur de recouvrement :

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

3) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51, 25, 35, 60 \text{ cm} \}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

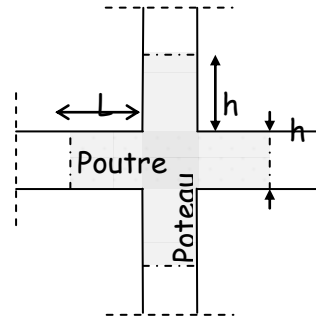


Fig VI-4) Délimitation de la zone nodale

On a :

$$h' = \max \{ 51, 25, 35, 60 \text{ cm} \}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de (25×35) .

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires de (25×35) .

Poteaux $(50 \times 55) \text{ cm}^2$:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{306}{6} = 51, 50 ; 55 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux $(45 \times 50) \text{ cm}^2$:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \text{ cm} \right) = \max (51, 45 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux $(40 \times 45) \text{ cm}^2$:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max (51 ; 40 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

Poteaux $(35 \times 40) \text{ cm}^2$:

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60 \right) = \max (51 ; 35 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

On a :

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de (30×35) .

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires de (30×35) .

Remarque

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui

4) Vérification des contraintes tangentielles Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{Vu}{b_0 \cdot d}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (50×55)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{87.06 \times 10^3}{500 \times 525} = 0.332 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (45×50)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{116.71 \times 10^3}{450 \times 475} = 0.546 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (40×45)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52.43 \times 10^3}{400 \times 425} = 0.308 \text{ MPa}$$

♦ **Poteaux (35 ×40)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.51 \times 10^3}{350 \times 375} = 0.445 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées

VI-1-5) Vérifications à l'ELS :

1) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée et pour calculer la contrainte σ_{bc} de chaque section.

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

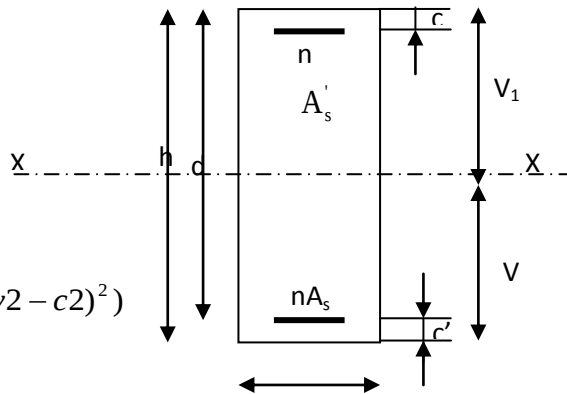


Fig-VI-5) Section homogénéisée du béton.

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

-Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → **la section est entièrement comprimée.**

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_o : Section homogénéisée.

$$B_o = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ **La section est partiellement comprimée**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tab VI-5) Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	[cm ²]	sollicitation	N _s [KN]	M _s [KN.m]	e _s [cm]	h/6	Obs	σ _{sup} [MPa]	σ _{inf} [MPa]	σ _{adm}	vérification
RDC,1	50x55	N _{max} -M _{corr}	1557.46	-3.821	-0.25	0.0917	SEC	5.08	5.33	15	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	423.4	4.914	1.16	0.0917	SEC	1.58	1.26	15	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	803.39	23.284	2.90	0.0917	SEC	1.93	3.44	15	Vérifiée
2,3	45x50	N _{max} -M _{corr}	1195.77	1.583	0.13	0.0833	SEC	4.74	5.08	15	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	292.6	7.959	2.72	0.0833	SEC	1.56	0.85	15	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	1084.27	-23.129	-2.13	0.0833	SEC	3.43	5.48	15	Vérifiée
4,5	40x45	N _{max} -M _{corr}	879.17	3.026	0.34	0.075	SEC	4.73	4.35	15	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	165.73	1.067	0.64	0.075	SEC	0.92	0.79	15	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	412.43	20.603	5.00	0.075	SEC	3.43	0.84	15	Vérifiée
6,7,8,9	35x40	N _{max} -M _{corr}	476.42	4.701	0.99	0.0667	SEC	4.17	3.34	15	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	3.58	1.478	41.28	0.0667	SPC	0.22	0	15	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	89.82	-26.084	-29.04	0.0667	SPC	0	3.89	15	Vérifiée

2) Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique

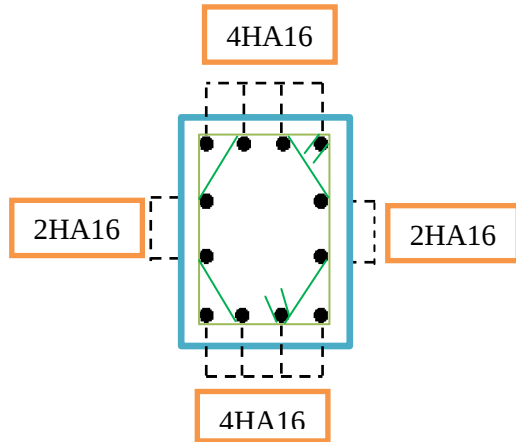
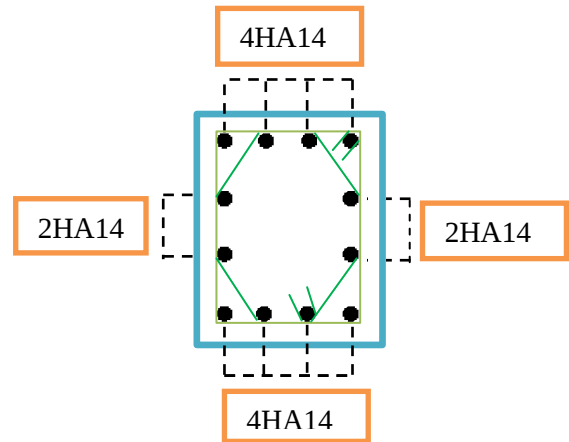
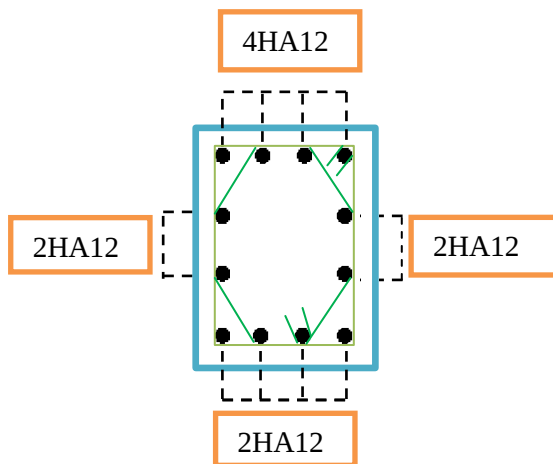
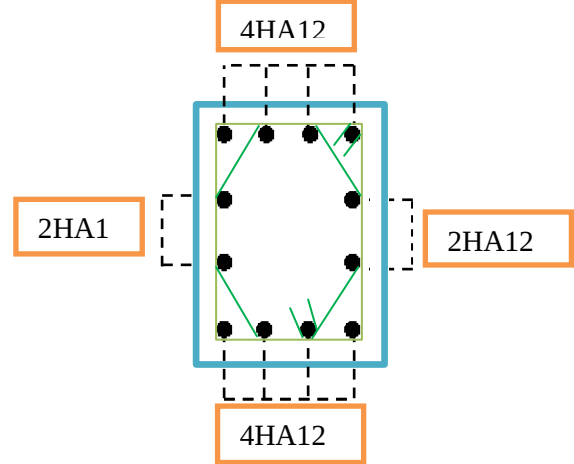
La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Tab VI-6) Vérification de la condition de non fragilité

Niveau	[cm ²]	sollicitation	N _s [KN]	M _s [KN.m]	e _s [m]	A _{min} [cm]	A _{adopté}	Obs
RDC,1	50x55	N _{max} -M _{corr}	1557.46	-3.821	-0.2453	4.48	24.13	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	423.4	4.914	1.1606	2.75	24.13	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	803.39	23.284	2.8982	3.01	24.13	Vérifiée
2,3	45x50	N _{max} -M _{corr}	1195.77	1.583	0.1324	-4.85	18.47	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	292.6	7.959	2.7201	2.46	18.47	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	1084.27	-23.129	-2.1331	2.73	18.47	Vérifiée
4,5	40x45	N _{max} -M _{corr}	879.17	3.026	0.3442	1.17	13.57	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	165.73	1.067	0.6438	1.64	13.57	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	412.43	20.603	4.9955	2.00	13.57	Vérifiée
6,7,8,9	35x40	N _{max} -M _{corr}	476.42	4.701	0.9867	1.41	13.57	Vérifiée
		N _{min} -M _{corr}	3.58	1.478	41.2849	1.58	13.57	Vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	89.82	-26.084	-29.0403	1.59	13.57	Vérifiée

Poteaux (50x55) cm²:**Poteaux (45x50) cm²****Poteaux (40x45) cm²****Poteaux (35x40) cm²****Fig VI-6) Ferrailage des poteaux**

VI -2) Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non-exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fait en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

$$1.35G+1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ACC})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ACC})$$

VI -2-1) Recommandations du RPA99 :**✓ Armatures longitudinales :**

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$\rightarrow \text{Poutre principales : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow \text{Poutre secondaire : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2.$$

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\rightarrow 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$\rightarrow 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

c) Poutres principales :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

d) Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2. \quad (\text{en zone courante}).$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2. \quad (\text{en zone de recouvrement}).$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

✓ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-2) Calcul du ferrailage :

1-Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_{st} : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21.74 \text{ MPa (Situation accidentel)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa (situation courante)}$$

$$\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa (situation accidentel)}$$

$$\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

$$\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SDA (les armatures comprimées sont nécessaires)}$$

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

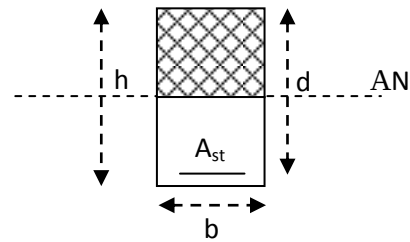
M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

- Armatures comprimées :

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**FigVI-7) section
simplement armé**

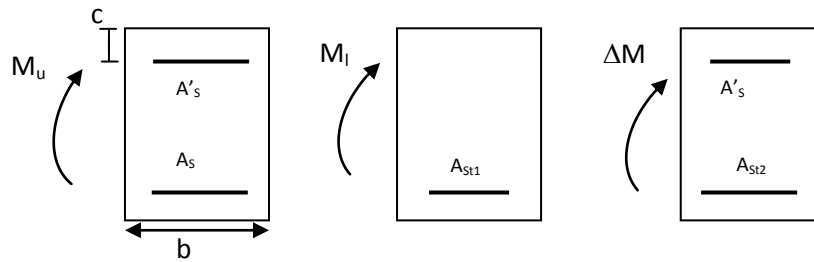


Fig VI-8) schéma de calcul flexion simple

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art B.6.6 BAEL91).

1-Poutre principale:

➤ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.033 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 \Rightarrow \beta = 0.9585.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47.033 \times 10^3}{0.9585 \times 32.5 \times 400} = 3.77 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80.399 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.140$$

$$\mu = 0.140 \Rightarrow \beta = 0.924.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{80.399 \times 10^3}{0.924 \times 32.5 \times 400} = 6.69 \text{ cm}^2$$

2-Poutre secondaires:

➤ En travées:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52.154 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.09$$

$$\mu = 0.0.9 \Rightarrow \beta = 0.953.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{52.154 \times 10^3}{0.953 \times 32.5 \times 400} = 4.21 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{61.704 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 21.74} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 \Rightarrow \beta = 0.9445.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{61.704 \times 10^3}{0.9445 \times 32.5 \times 400} = 5.02 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants:

a-Ferrailage des poutres principales (25×35) :

Tab VI-7) ferrailage des poutres principales

	M _{max}	μ	obs	β	A _{st}	Ferrailage	A _{adopté}
En travées	47.033	0.081	SSA	0.9585	3.77	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6.78
Aux appuis	80.399	0.140	SSA	0.924	6.69	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6.78

b -Ferrailage des poutres secondaires (25×35) :

Tab VI-8) ferrailage des poutres secondaires :

	M _{max}	μ	obs	β	A _{st}	ferrailage	A _{adopté}
En travées	52.154	0.09	SSA	0.953	4.21	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6.78
Aux appuis	61.704	0.107	SSA	0.9446	5.03	3HA12(fil) + 3HA12(chap)	6.78

VI-2-3) Vérifications à l'ELU:

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

TabVI-9) Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.

		A _{st}	A _{min}	vérification
Poutres principales	En travée	6.78	4.375	cv
	Aux appuis	6.78		cv
Poutres secondaire	En travée	6.78	4.375	cv
	Aux appuis	6.78		cv

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Tab VI-10) Vérifications armatures transversales à l'ELU.

	Calcul de $S_t(\text{cm})$			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right)$ en zone nodale	Min [8,75;14,4]	10	0.75	4HA8=2.01
	$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement	$S_t \leq 17,5 \text{ cm}$	15	1.125	
Poutre secondaire	$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right)$ en zone nodale.	Min [8.75;14,4]	10	0.75	4HA8=2.01
	$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement	$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$	15	1.125	

c)-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{\min}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

• **En travée :**

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 32.5 \times \frac{2,1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

- **En travée :**

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

- **Aux appuis :**

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u = 87.17 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{87.17 \times 10^3}{250 \times 325} = 1.07 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = 82.54 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{82.54 \times 10^3}{250 \times 325} = 1.015 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :**a-Influence sur le béton :(Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0.325 \times 0.25 \times 16.67 \times 10^3 = 487 \text{ KN}.$$

$$V_u = 87.17 \text{ KN} \leq 487 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0.325 \times 0.25 \times 1.67 \times 10^3 = 487 \text{ KN}.$$

$$V_u = 82.54 \text{ KN} \leq 487 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

b-influence sur les armatures :(Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$. On doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

➤ **Sens principal :**

$$M_u = 80.399 \text{ KN.m} > 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 87.17 \times 0.325 = 25.49 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$M_u = 61.704 \text{ KN.m} > 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 82.54 \times 0.325 = 24.14 \text{ KN.m}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

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

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times (\psi_s^2) \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour le : $\Phi 12$: $l_s = 42.25 \text{ cm}$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $l_c = 0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour le $\Phi 12$: $l_c = 18 \text{ cm}$

VI-2-4) Vérification à l'ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tab VI-11) les moment a ELS

poutres		moments		combinaison
Poutres principale	travée	M_{st}	22.55	ELS
	appuis	M_{sa}	45.829	ELS
Poutres secondaires	travée	M_{st}	26.428	ELS
	appuis	M_{sa}	31.968	ELS

TabVI-12) Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres principales

Poutre	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observati on
En travée	22.55	6.78	0.834	23.4 6	0.870	117.36	5.002	15	vérifiée
Aux appuis	45.82 9	6.78	0.834	23.4 6	0.870	175.58	7.48	15	vérifiée

TabVI-13) Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres secondaires

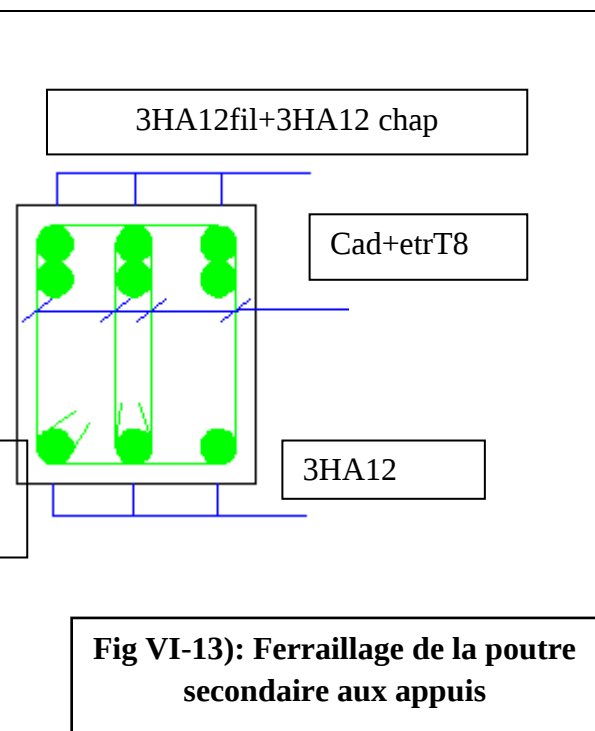
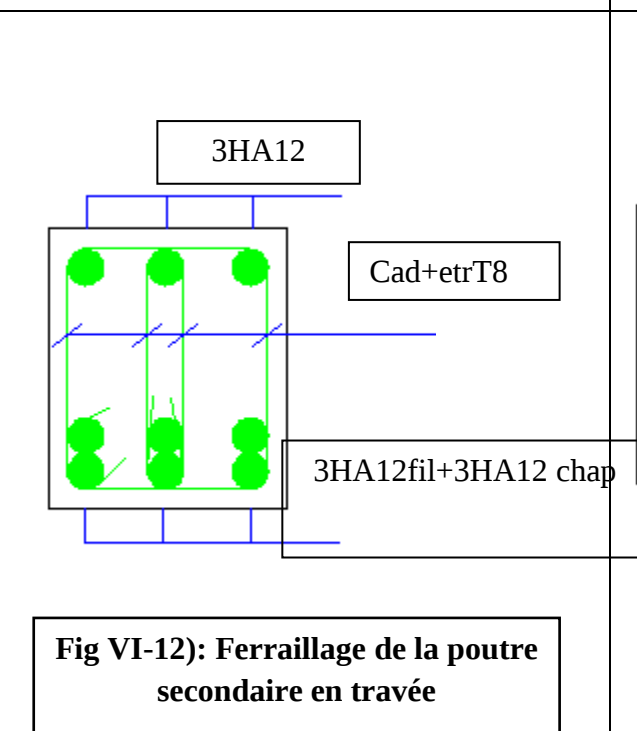
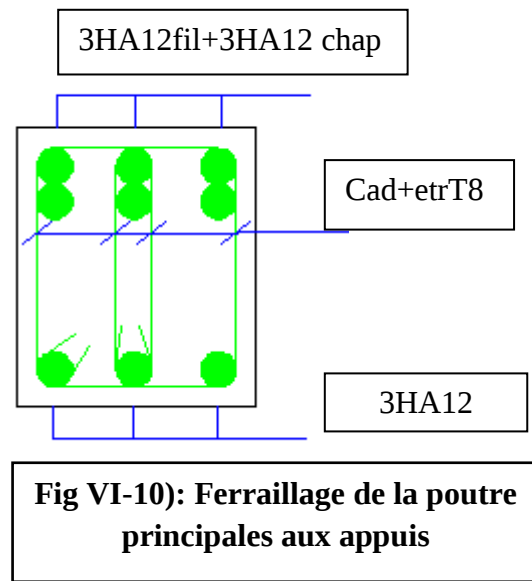
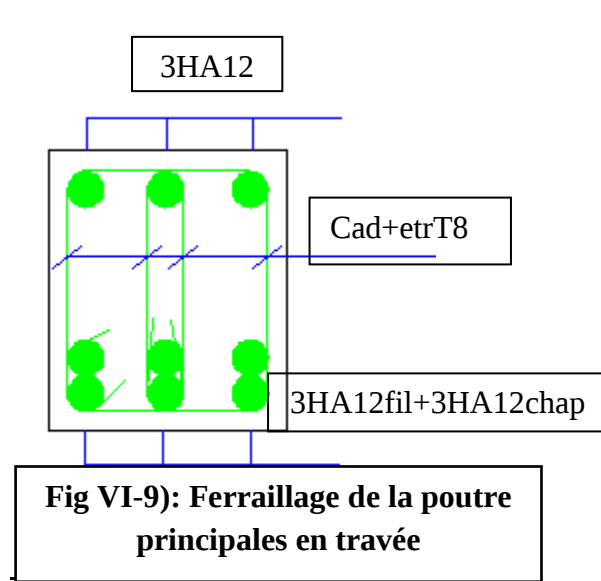
Poutre	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observati on
En travée	26.42 8	6.78	0.834	23.4 6	0.870	137.85	5.87	15	vérifiée
Aux appuis	31.96 8	6.78	0.834	23.4 6	0.870	166.85	7.12	15	vérifiée

b) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4200}{500} = 8.4 \text{ mm}$$

La flèche est donnée par le logiciel $f = 0.002 \text{ m} = 2 \text{ mm} < 8.4 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$



Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce faire, on ferraille nos voiles par zones :

- Zone I : RDC, 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème}, 4^{ème} étage
- Zone III : 5^{ème}, 6^{ème} étage
- Zone IV : 7^{ème}, 8 et 9^{ème} étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

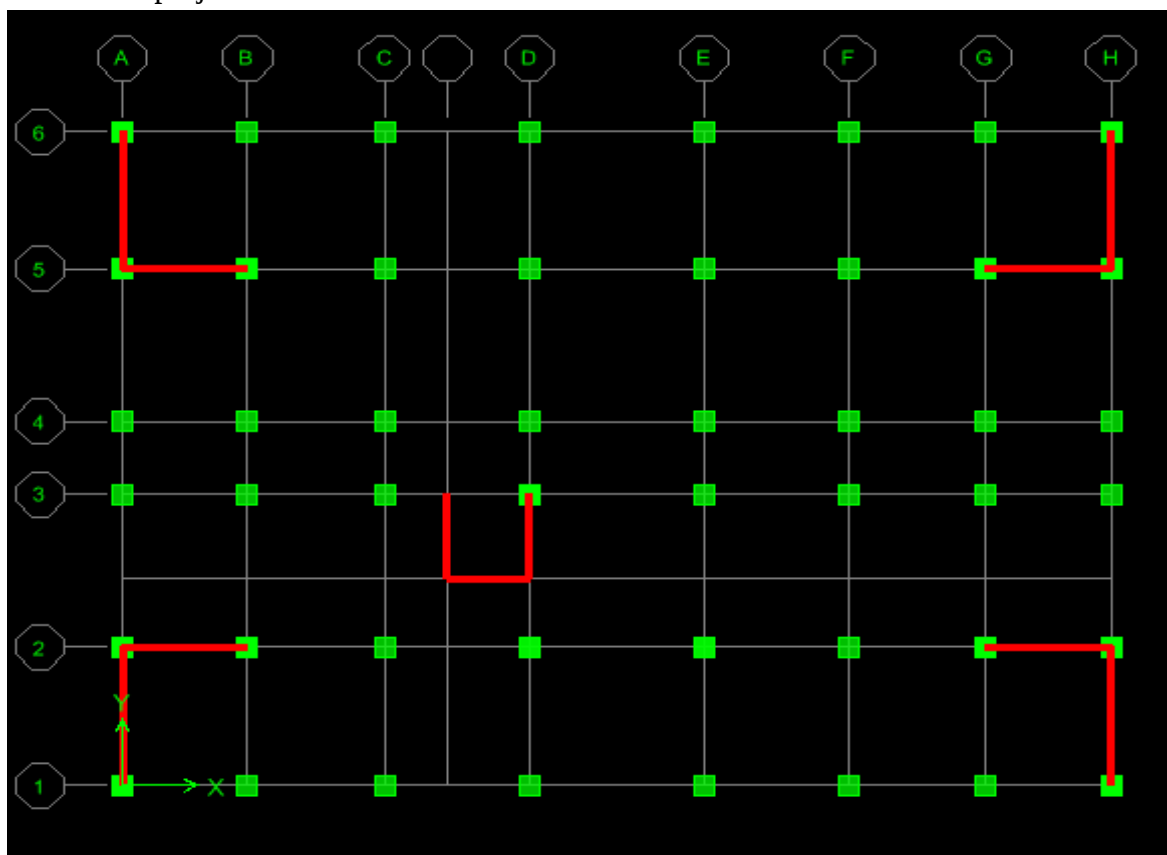


Fig VI-13) Disposition des voiles

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

VI-3) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI-3-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}}/2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

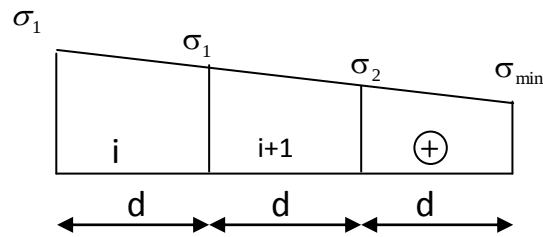
-Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

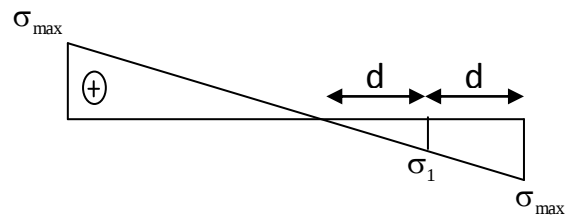
Avec :

e : épaisseur du voile.

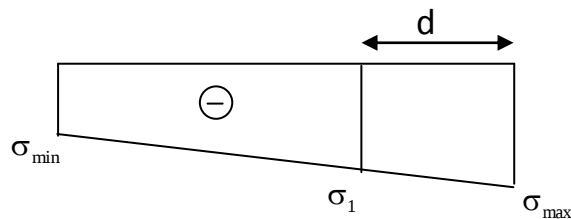
**-Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**-Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**1) Armatures verticales :****-Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

-Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

-Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 400MPa.

2) Armatures minimales :

-Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

-Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

-Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

3) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$A_h \geq 0.15\% B \quad \text{Globalement dans la section du voile}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \quad \text{En zone courante}$$

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

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.

6) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont sa section est supérieure à 4HA10 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

7) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

-Longueur de recouvrement :

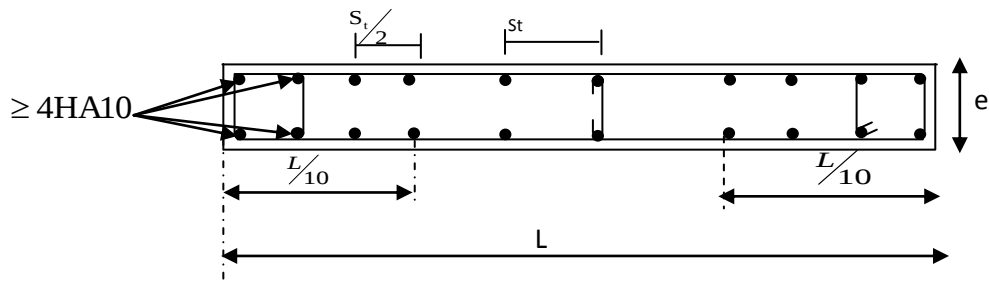
Elles doivent être égales à :

-40 Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

-20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



VI-14) : Disposition des armatures verticales.

VI-3.2) Vérification :**1) Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

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 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

3) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile transversal VT1=3.85m sur la zones (I), SPC :

Tab VI-14) caractéristique géométrique de voile VT1

L(m)	e(m)	B(m ²)	I(m ⁴)
3.85	0.15	0.5775	0.71

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{3800.69}{3800.69 + 7313.14} \times 3.85$$

$$L_c = 1.32 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2.53 \text{ m.}$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \left(\frac{2.71}{2}, \frac{2}{3} 1.32 \right) = \min(1.355, 1.267) = 1.267 \text{ m}$$

$$\text{avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad T = 1.4 T_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 499.38}{40} = 19.23 \text{ m}^2$$

Armature minimales :

-1^{ère} bande:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(Lt-d)}}{L_t} = \frac{-7313.14(2.53-1.267)}{2.53} = 3656.570 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-7313.14 + 3656.570}{2} \times 1.267 \times 0.15 = 1042.14 \text{ KN/m}^2$$

-Armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1042.14}{40} = 26.05 \text{ cm}^2$$

- 2^{ème} bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3656.57}{2} \times 1.267 \times 0.15 = 347.381 \text{ KN}$$

-Armatures verticales :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{347.381}{40} = 8.68 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.0015 B \right\}$$

$$A_{\min} = 11 \text{ cm}^2$$

Calcul des section totales

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = 26.05 + 19.23/4 = 30.86 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = 8.68 + 19.23/4 = 13.49 \text{ cm}^2$$

Tab VI-15) Ferrailage adopté

	Section total (cm ²)	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (cm)
1^{er} bande	A ₁ =30.86	2x 15HA16=60.3	15
2^{ème} bande	A ₂ =13.49	2x15HA12=33.9	15

-Armatures horizontales :

$$A_h = A_v/4 = 60.3/4 = 15.08 \text{ cm}^2.$$

-Section minimale d'armature horizontale

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_h \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 0.19005 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12/nappe/ml = 4,52 cm²/ ml/nappe avec : St =25cm.

-Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre Carré soit HA8.

NB : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage, ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

VI.4.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1170.24 \times 10^3}{0.5775 \times 10^6 + 15 \times 88.03 \times 10^2} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.65 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

VI.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement**A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 499.3 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3850} = 1.177 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.6 \text{ MPa.}$$

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{499.3 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3850} = 0.841 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.841 \leq \bar{\tau}_u = 4.75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux...

Tab VI-16) Ferrailage du voile longitudinale VI1

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,15	3,15	3,15	3,15
	e (m)		0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m)		0,4725	0,4725	0,4725	0,4725
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3288,88	2134,4	1126,04	1022,47
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-7139,74	-5289,25	-3570,2	-2540,83
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		428,51	392,9	333,39	266,68
	L _t (m)		2,16	2,24	2,39	2,25
	L _c (m)		0,99	0,91	0,76	0,90
	d (m)		1,078	1,122	1,197	1,123
	σ_1 [KN/m ²]		3569,870	2644,625	1785,100	1270,415
	N (kN)	N ₁	866,11	667,73	480,91	321,02
		N ₂	288,702	222,578	160,305	107,007
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21,65	16,69	12,02	8,03
		A _{v2}	7,22	5,56	4,01	2,68
	A _{vj} (cm ²)		16,50	15,13	12,84	10,27
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	25,78	20,48	15,23	10,59
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11,34	9,35	7,22	5,24
	A _{min} (cm ²)		8,49	8,84	9,43	8,84
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	40.2	30.8	22.6	22.6
		Bonde 2	24,12	20,36	14,12	14,12
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x10HA16	2x 10HA14	2x 10HA12	2x 10HA12

	barres	Bonde 2	2x 6HA16	2x 6HA14	2 x 6HA12	2 x 6HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,43	2,52	2,69	2,53
	A _H /nappe (cm ²)		11.08	7.7	3.8	3.8
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2X18HA8nappe	2X18HA8nappe	2X18HA8nappe	2X18HA8nappe
	ep =20cm		(A=18cm ²)	(A=18cm ²)	(A=18cm ²)	(A=18cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	1,008	0,924	0,784	0,627
		τ _b (MPa)	1,411	1,293	1,098	0,878
	ELS	N _s (kN)	1031,58	839,9	672,23	490,72
		σ _b (MPa)	1,74	2,00	1,23	0,90

Tab VI-17) Ferrailage de voile longitudinale VI2

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,9	1,9	1,9	1,9
	e (m)		0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m)		0,285	0,285	0,285	0,297
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2368,91	1255,23	1117,9	1039,67
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-6511,35	-5081,77	-4201,47	-3723,03
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		215,7	210,19	190,5	110,9
	L _t (m)		1,39	1,52	1,50	1,49
	L _c (m)		0,51	0,38	0,40	0,41
	d (m)		0,697	0,762	0,750	0,743
	σ_1 [KN/m ²]		3255,675	2540,885	2100,735	1861,515
	N (kN)	N ₁	510,26	435,53	354,67	311,04
		N ₂	170,087	145,178	118,222	103,680
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,76	10,89	8,87	7,78
		A _{v2}	4,25	3,63	2,96	2,59
	A _{vj} (cm ²)		8,30	8,09	7,33	4,27
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14,83	12,91	10,70	8,84
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,33	5,65	4,79	3,66
	A _{min} (cm ²)		5,49	6,00	5,91	5,85
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	21.56	15.82	15.82	15.82
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12

	barres					
		Bonde 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,57	1,71	1,69	0,93
	A _H /nappe (cm ²)		4,50	3,46	2,55	2,55
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe
	ep =20cm		(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,841	0,819	0,743	0,432
		τ _b (MPa)	1,177	1,147	1,040	0,605
	ELS	N _s (kN)	713,63	620,96	574,33	363,8
		σ _b (MPa)	2,23	1,98	1,88	1,14

Tab VI-18) Ferrailage de voile transversale VT1 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,85	3,85	3,85	3,85
	e (m)		0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m)		0,5775	0,5775	0,5775	0,5775
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3800,69	2729,53	1847,97	1809,13
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-7313,14	-5800,05	-4117,73	-2626,43
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		499,38	474,63	382,88	290,26
	L _t (m)		2,53	2,62	2,66	2,28
	L _c (m)		1,32	1,23	1,19	1,57
	d (m)		1,267	1,309	1,329	1,140
	σ_1 [KN/m ²]		3656,570	2900,025	2058,865	1313,215
	N (kN)	N ₁	1042,14	854,12	615,51	336,80
		N ₂	347,381	284,707	205,171	112,265
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,05	21,35	15,39	8,42
		A _{v2}	8,68	7,12	5,13	2,81
	A _{vj} (cm ²)		19,23	18,27	14,74	11,18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	30,86	25,92	19,07	11,21
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,49	11,69	8,81	5,60
	A _{min} (cm ²)		9,98	10,31	10,46	8,98
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	44.22	33.88	24.86	24.86
		Bonde 2	27,7	20.34	20.34	20.34
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x 11HA16	2x 11HA14	2x 11HA12	2x 11HA12

	barres					
		Bonde 2	2x 9HA14	2x 9HA12	2 x 9HA12	3 x 9HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,85	2,95	2,99	2,56
	A _H /nappe (cm ²)		15,08	15,08	7,70	5,66
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x18HA8/nappe	2x18HA8/nappe	2x18HA8/napp	2x18HA8/nappe
	ep =20cm		(A=18cm ²)	(A=18cm ²)	(A18cm ²)	(A=18cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,961	0,913	0,737	0,558
		τ _b (MPa)	1,345	1,278	1,031	0,782
	ELS	N _s (kN)	1170,24	1034,78	854,65	628,7
		σ _b (MPa)	1,65	1,46	1,33	0,99

Tab VI-20) Ferrailage de voile transversale VT2 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,9	3,9	3,9	3,9
	e (m)		0,15	0,15	0,15	0,15
	B (m)		0,585	0,585	0,585	0,585
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		4004,17	2913,09	2002,72	1856,22
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-7153,52	-5647,73	-4027,61	-2507,22
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		502,93	469,73	392,19	289,63
	L _t (m)		2,50	2,57	2,60	2,24
	L _c (m)		1,40	1,33	1,30	1,66
	d (m)		1,250	1,286	1,302	1,120
	σ_1 [KN/m ²]		3576,760	2823,865	2013,805	1253,610
	N (kN)	N ₁	1006,13	817,37	590,12	316,04
		N ₂	335,375	272,457	196,707	105,347
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,15	20,43	14,75	7,90
		A _{v2}	8,38	6,81	4,92	2,63
	A _{vj} (cm ²)		19,36	18,08	15,10	11,15
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29,99	24,96	18,53	10,69
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,23	11,33	8,69	5,42
	A _{min} (cm ²)		9,85	10,13	10,26	8,82
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	44.22	33.88	24.86	24.86
		Bonde 2	31.4	31.4	22.6	22.6
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x 11HA16	2x11HA14	2x 11HA12	2x 11HA12

	barres	Bonde 2	2x 10HA14	2x 10HA14	2 x 10HA12	2 x 10HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,81	2,89	2,93	2,52
	A _H /nappe (cm ²)		15,08	11,54	7,70	3,93
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2X18HA8nappe	2X18HA8nappe	2X18HA8nappe	2X18HA8nappe
	ep =20cm		(A=18cm ²)	(A=18cm ²)	(A=18cm ²)	(A=18cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0,955	0,892	0,745	0,550
		τ _b (MPa)	1,337	1,249	1,043	0,770
	ELS	N _s (kN)	1144,92	1005,94	842,82	616,97
		σ _b (MPa)	1,60	1,45	1,29	0,98

Tab VI-21) Ferrailage de voile transversale VT3 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.15	2.15	2.15	2.15
	e (m)		0.15	0.15	0.15	0.15
	B (m)		0.3225	0.3225	0.3225	0.3225
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1519.9	1431.73	1349.96	1282.11
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-5658.46	-4252.3	-3543.92	-2902.53
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		201.56	129.98	109.76	99.69
	L _t (m)		1.69	1.61	1.56	1.49
	L _c (m)		0.46	0.54	0.59	0.66
	d (m)		0.847	0.804	0.778	0.746
	σ_1 [KN/m ²]		2829.230	2126.150	1771.960	1451.265
	N (kN)	N ₁	539.43	384.73	310.37	243.48
		N ₂	179.809	128.242	103.456	81.159
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.49	9.62	7.76	6.09
		A _{v2}	4.50	3.21	2.59	2.03
	A _{vj} (cm ²)		7.76	5.00	4.23	3.84
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.43	10.87	8.82	7.05
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.44	4.46	3.64	2.99
	A _{min} (cm ²)		6.67	6.33	6.13	5.87
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27.72	20.34	20.34	20.34
		Bonde 2	6.87	6.87	6.87	6.87
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x9HA14	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12

	barres					
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.91	1.81	1.75	1.68
	A _H /nappe (cm ²)		4.50	3.46	2.55	1.77
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe
	ep =20cm		(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0.694	0.448	0.378	0.343
		τ _b (MPa)	0.972	0.627	0.529	0.481
	ELS	N _s (kN)	815.9	741.46	614.95	459.94
		σ _b (MPa)	2.26	2.11	1.79	1.36

Tab VI-21) Ferrailage de voile transversale VT4 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.45	2.45	2.45	2.45
	e (m)		0.15	0.15	0.15	0.15
	B (m)		0.3675	0.3675	0.3675	0.3675
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3438.68	3258.21	2319.26	1084.56
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-6736.09	-5328.86	-4572.29	-3880.79
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		218.41	212.49	119.93	110.48
	L _t (m)		1.62	1.52	1.63	1.91
	L _c (m)		0.83	0.93	0.82	0.54
	d (m)		0.811	0.760	0.813	0.957
	σ_1 [KN/m ²]		3368.045	2664.430	2286.145	1940.395
	N (kN)	N ₁	614.58	455.73	418.06	418.00
		N ₂	204.861	151.912	139.354	139.334
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.36	11.39	10.45	10.45
		A _{v2}	5.12	3.80	3.48	3.48
	A _{vj} (cm ²)		8.41	8.18	4.62	4.25
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17.47	13.44	11.61	11.51
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.22	5.84	4.64	4.55
	A _{min} (cm ²)		6.39	5.99	6.40	7.54
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	27.72	20.34	20.34	20.34
		Bonde 2	6.87	6.87	6.87	6.87
Ferrailage des voiles	Choix des	Bonde1	2x9HA14	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12

	barres	Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.82	1.71	1.83	2.15
	A _H /nappe (cm ²)		4.50	3.46	2.55	1.77
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe	2x4HA8/nappe
	ep =20cm		(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)	(A=4.5cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ _u (MPa)	0.660	0.642	0.363	0.334
		τ _b (MPa)	0.924	0.899	0.508	0.468
	ELS	N _s (kN)	795.71	691.18	560.52	403.63
		σ _b (MPa)	1.96	1.74	1.44	1.05

Introduction : Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour but la transmission des efforts apportés par la structure au sol.

Ces efforts se composent:

- D'un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- D'une force horizontale : action sismique.
- D'un moment : de valeur variable s'exerçant dans différents plans.

VII-1) Type de fondation

1. Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radiers).

2. Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-2) Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude approfondie du sol d'implantation, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont, en autres :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.7\text{bars}$.
- L'absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VII-4) Dimensionnement des semelles:

VII-4-1- Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \Rightarrow k = \frac{55}{50} = 1.1$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{1.1N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \quad A \geq \sqrt{\frac{N_s}{1.1\bar{\sigma}_{sol}}}$$

On a :

$$N_{ser} = 1557.46 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} B = 3.17 \text{ m} \\ A = 2.89 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

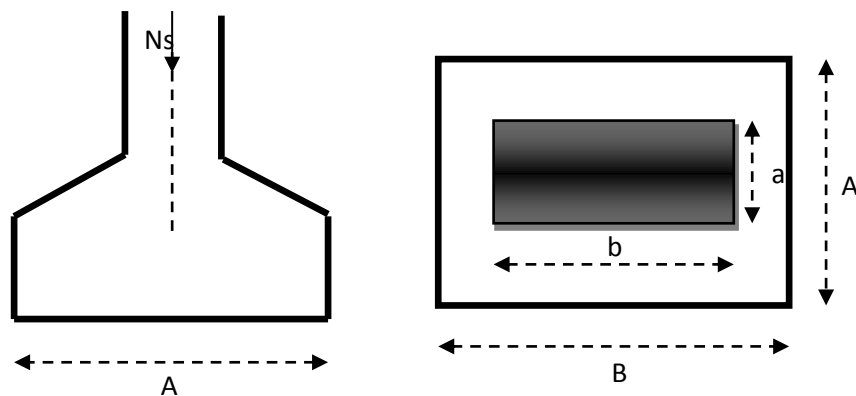


Fig VII-1 schéma d'une semelle isolé

VII-4-2- Semelle filante :

1-Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 170 \text{ kN/m}^2 = 0,17 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

➤ Surfaces des semelles filantes sous voiles :

✓ Sens longitudinal

Tableau VII-1) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voile	N [kN]	L [m]	B [m]	S = B x L [m ²]
VL1	838.92	3.15	1.56	4.91
VL2	807.21	3.15	1.50	4.725
VL3	835.37	3.15	1.55	4.88
VL4	866.84	3.15	1.62	5.10
VL5	216.39	1.9	0.66	1.25
Somme				20.87

✓ **Sens transversal****Tableau VII-2) Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :**

Voile	N [KN]	L [m]	B [m]	S = B x L [m ²]
VT1	807.21	3.85	1.23	4.74
VT2	838.92	3.85	0.58	2.23
VT3	835.37	3.90	1.25	4.88
VT4	866.84	3.90	1.31	5.11
VT5	204.38	2.45	0.46	1.19
VT6	834.97	2.60	2.03	4.97
Somme				23.12

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 20.87 + 23.12 = 43.99 \text{ cm}$$

2- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

On remarque que le portique le plus sollicité est le Portique 4.

A-Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B-Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l} \nearrow e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \searrow e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{array}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

C- Calcul des semelles filantes sous poteaux :

✓ Détermination de la résultante des charges R :

Tableau VII-3) Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	709.61	-12.45	-8834.65	4.22
2	1112.11	-9.3	-10342.62	-1.156
3	1141.45	-5.85	-6677.48	-1.958
4	1151.06	-2.22	-2532.33	2.262
5	1311.43	2.2	2885.75	-2.754
6	1248.99	5.85	7306.59	-1.348
7	1120.94	9.3	10424.74	-1.389
8	719.95	12.45	8963.38	-4.794
Somme	7867.58		1192.78	0.541

✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.12\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{18.40}{6} = 3.07$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{7310.75}{18.40} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.12)}{18.40} \right) = 405.097\text{kN/m}$$

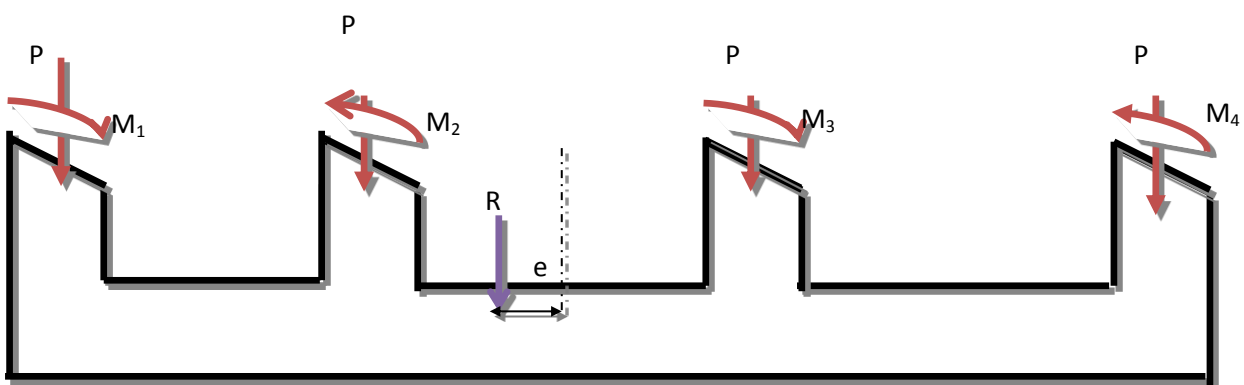


Fig VII-2) Répartition des efforts dans la semelle

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$A \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{SOL}} = \frac{321.677}{170} = 1.89m \text{ on prend } A = 2m$$

On aura donc, $S = 2 \times 24.9 = 49.8m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 49 \times 4 = 199.2m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 199.2 + 43.99 = 243.19m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 18,40 \times 24.90 = 458.16 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{243.19}{458.16} = 0,53$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

. Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale de bâtiment on opte pour un radier nervuré.

VII-5) Etude du radier:

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VII-5-1) Pré dimensionnement du radier :**a) Condition de longueur d'élasticité**

$$Le = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: distance maximale entre nus de nervure

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.40}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.88 \text{ m}$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{nervure}} = 88\text{m}$ On prend : $h_{\text{nervure}} = 90 \text{ cm}$.

b) Détermination de l'épaisseur minimale de la dalle

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

c) Hauteur de la nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \Rightarrow h_n = 90\text{cm}$$

d) Largeur de la nervure

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 36 \leq b_n \leq 63 \Rightarrow b_n = 60\text{cm}$$

Remarque :

On adopte une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{nervure}} = 90 \text{ cm}$$

$$e_{\text{dalle}} = 35 \text{ cm}$$

$$b_{\text{nervure}} = 60 \text{ cm}$$

VII-5-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente $G = 47213.19 \text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 8804.82 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = 76945.037 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 56018.01 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

✓ **E L U:**

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{76945.037}{1.33 \times 170} = 340.314$$

✓ **E L S:**

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{56018.01}{1.33 \times 170} = 247.76$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 458.16 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_{\text{ELS}} ; S_{\text{ELU}}) = 340.314 \text{ m}^2$$

Remarque

La surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Seulement, les règles BAEL91 nous imposent un débord calculé comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow L_d \geq \max\left(\frac{90}{2} , 30 \text{ cm}\right)$$

avec :

L_d : largeur minimal de débord

$$\Rightarrow \text{On prend } L_d = 45 \text{ cm}$$

$$S_{\text{deb}} = L_{\text{deb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.45 \times (24.90 + 18.40) \times 2 = 38.97 \text{ m}^2$$

La surface totale de radier devient :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{debord}} = 458.16 + 38.97 = 497.13 \text{ m}^2$$

VII-5-3) Calcul des sollicitations à la base du radier**a) Charges permanentes****Poids de radier :**

$$G_{\text{radier}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{T.V.O}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

Poids de la dalle:

$$G_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 497.13 \times 0.35 \times 25 = 4349.88 \text{ KN}$$

Poid de la nervure :

$$G_{\text{ner}} = b_n h_n - h \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{ner}} = 0.60 \times (0.90 - 0.35) \times (24.90 \times 6 + 18.40 \times 8) \times 25 = 7423.25$$

Poids de TVO :

$$G_{\text{TVO}} = S_{\text{rad}} - (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{On a: } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = 0.6 \times 18.40 \times 7 + 0.6 \times 24.90 \times 6 = 166.92 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TVO}} = 497.13 - 166.92 - (0.9 - 0.35) \times 17 = 320.86 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ kN/m}^3$$

Poids de la dalle flottante

$$G_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$G_{\text{dalle flottante}} = (497.13 - 166.92) \times 0.1 \times 25 = 825.525 \text{ KN}$$

$$G = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{T.V.O}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G = 4349.88 + 7423.25 + 320.86 + 825.525 = 12919.515 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitations :

$$\text{- Surcharge du bâtiment: } Q_{\text{bat}} = 8804.82 \text{ KN}$$

$$\text{- Surcharge du radier: } Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 497.13 = 1242.825 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 47213.19 + 12919.515 = 60132.705 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = Q_{\text{tot}} = 10047.645 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :

$$\checkmark \quad \text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 96250.619 \text{ KN}$$

$$\checkmark \quad \text{ELS: } N_s = G + Q = 70180.35 \text{ KN}$$

VII-5-4) Vérifications :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/ Art A.1.2 11)**

Il faut que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 31.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u b L_{\max}}{2 S_{rad}} = \frac{96250.619 \times 1 \times 4.40}{2 \times 497.13} = 425.948$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{425.93}{1 \times 0,315} \times 10^{-3} = 1.352 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,352 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Calcul des caractéristiques géométriques du radier:

❖ Calcul du centre de gravité du radier:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{(24.90 \times 18.40) \times 24.90 / 2}{24.90 \times 18.40} = 12,50 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{(24.90 \times 18.40) \times 18.40 / 2}{24.90 \times 18.40} = 9,2 \text{ m}$$

❖ Moment d'inertie

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = \frac{24.90 \times 18.40^3}{12} = 12926.221 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{18.40 \times 24.90^3}{12} = 23671.982 \text{ m}^4$$

La stabilité de radier consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **N** dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement **M** dû au séisme : $M = M_0 + \tau_0 h$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure

I_X, I_Y : moments d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\checkmark \text{ ELU : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

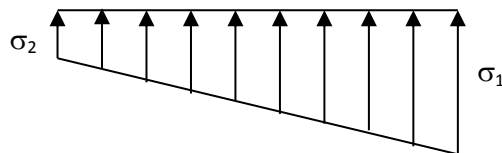


Fig VII-3) Diagramme des contraintes

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} h$$

De sol sous le radier

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

➤ Sens longitudinal :

$$M_Y = 43703.562 + 2208.08 \times 1.25 = 46463.662 \text{ KN.m.}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{96250.619}{497.13} \pm \frac{46463.662}{23671.982} \times 9,2$$

$$\sigma_1 = 211.670 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 175.555 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 202.64 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266.1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{70180.35}{497.13} \pm \frac{46463.662}{23671.982} \times 9,2$$

$$\sigma_1 = 159.229 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 123.113 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 150.2 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow ! \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**✓ **ELU :**

$$M_x = 46100.945 + 2104.85 \times 1.25 = 48732 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} X_G = \frac{96250619}{497.13} \pm \frac{48732}{23671.982} \times 12,45$$

$$\sigma_1 = 219.243 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 167.983 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 206.428 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_S}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} X_G = \frac{70180.35}{497.13} \pm \frac{46100.95}{23671.982} \times 12,45$$

$$\sigma_1 = 165.417 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 116.925 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 153.294 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul vis à vis de l'E.L.U

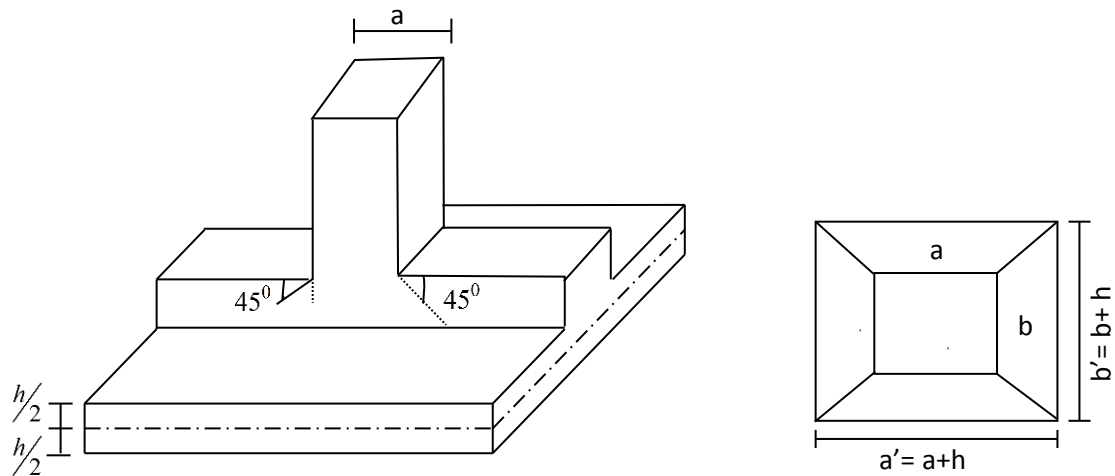


Fig VII-4) Périmètre utile des voiles et des poteaux

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

❖ **La vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$N_u = 2147.09 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,50 + 0,55 + 2 \times 0,9) = 4.15 \text{ m}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 4.15 \times 0.9 \times 25000}{1,5} = 2801.25 \text{ KN}$$

$$N_U = 2147.09 \text{ KN} < \frac{0,045 \mu_c .h. f_{c28}}{1,5} = 2801.25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **La vérification pour le voile le plus sollicité (VT4) :**

$$N_u = 396.57 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2.(a' + b') = 2.(a + b + 2.h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1.25) = 6 \text{ m}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 4050 \text{ KN}$$

$$N_U = 396.57 \text{ KN} < \frac{0,045 \mu_c .h. f_{c28}}{1,5} = 4050 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-5-5) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

A. Ferrailage de la dalle.**❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

✓ 1^{er} cas :

Si $\alpha < 0.4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

✓ 2^{ème} cas :

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée} \quad L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée} \quad L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

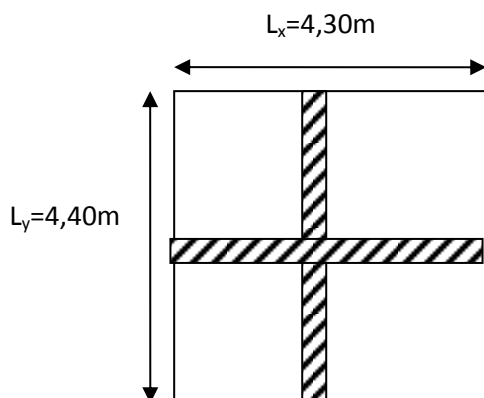
Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y).$$

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

On distingue 35 panneaux de dalle appuis sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable.

❖ Ferrailage du panneau :

VII-5) Le panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} : \text{ Avec } \begin{cases} l_y : \text{ la grande portée du panneau} \\ l_x : \text{ La petite portée du panneau} \\ l_x \leq l_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{4.40} = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux (02) sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$ la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A L'ELU**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206.428 - \frac{12919.515}{497.13} = 180.44 \text{ KN/m}^2$$

✓ **A L'ELS:**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 153.294 - \frac{12919.515}{497.13} = 127.305 \text{ KN/m}^2.$$

a) Calcul à l'ELU :

❖ **Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_x = \mu_x \times q_{um} \times L_x^2 = 0,0384 \times 180.44 \times 4,30^2 = 128,115 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,9545 \times 128,115 = 122,286 \text{ KN.m}$$

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de :

0.3 moment sur appui de rive ;

0.5 moment sur appui intermédiaire ;

0.85 moment en travées.

❖ **Les moments aux appuis :**

◆ **Petite portée**

$$M_{ua}^x = (-0.5) \times M_x = (-0.5) \times 128.115 = -64.058 \text{ KN.m}$$

◆ **Grande portée**

$$M_{ua}^y = (-0.5) \times M_y = (-0.5) \times 122.286 = -61.143 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments en travées :**

♦ **Petite portée**

$$M_{ut}^x = (0.85) \times M_x = (0.85) \times 128.115 = 108.898 \text{ KN.m}$$

♦ **Grande portée**

$$M_{ut}^y = (0.85) \times M_y = (0.85) \times 122.286 = 103.943 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

❖ **Sens de la petite portée (Y-Y):**

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{108.898 \times 10^3}{100 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,075 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,075 \rightarrow \beta = 0,9615$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{108.898 \times 10^3}{0.9615 \times 32 \times 348} = 10,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA16/ml** = 12,06 cm² avec un espacement de **20[cm]**

✓ **Au appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64,058 \times 10^3}{100 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{64,058 \times 10^3}{0.978 \times 32 \times 348} = 5,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6,78 cm² avec un espacement de **20 [cm]**

❖ **Sens de la grande portée (X-X) :**

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{103.943 \times 10^3}{100 \times (32)^2 \times 14.2} = 0,072 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{103.943 \times 10^3}{0.963 \times 32 \times 348} = 9,693 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA16/ml** = 12.06 cm² avec un espacement de **20[cm]**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.143 \times 10^3}{100 \times (32)^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{61.143 \times 10^3}{0,979 \times 32 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **6HA12/ml** = 6.78 cm² avec un espacement de **20[cm]**

c) Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ; \quad \text{Avec :}$$

$\rho_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 35 \times \frac{3 - 0,98}{2} = 2,8 \text{ cm}^2.$$

✓ **En travée :**

$$A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{-----} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ut}^y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{-----} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{ua}^x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,89 \text{ cm}^2. \quad \text{-----} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ua}^y = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.89 \text{ cm}^2. \quad \text{-----} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow OK$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91-art A.5.1, 211)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_{um} L_y}{2} = \frac{180.44 \times 4.40}{2} = 396.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{396.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Calcul à l'ELS:

❖ **Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{4.40} = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x.$$

$$q_s = 179.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On obtient: } M_x = 0.0457 \times 127.305 \times (4.40)^2 = 112.633 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.9694 \times 112.633 = 109.187 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

◆ **Petite portée**

$$M_{sa}^x = (-0.5) \times M_x = (-0.5) \times 112.633 = -56.317 \text{ KNm}$$

♦ **Grande portée**

$$M_{sa}^y = (-0.5) \times M_y = (-0.5) \times 109.187 = -54.593 \text{ KNm} :$$

❖ **Moment en travées :**

♦ **Petite portée**

$$M_{st}^x = (0.85) \times M_x = (0.85) \times 112.633 = 95.738 \text{ KNm}$$

♦ **Grande portée**

$$M_{st}^y = (0.85) \times M_y = (0.85) \times 109.178 = 92.81 \text{ KN.m}$$

e) **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VII-4) vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ	K	β	σ _s	σ _{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
X- X	Appuis	56.317	6.78	0.211	52.57	0.926	280.03	5.24	15	vérifié
	Travée	95.738	12.06	0.377	37.63	0.905	273.82	7.27	15	vérifié
Y- Y	Appuis	54.593	6.78	0.211	52.57	0.926	271.74	5.17	15	vérifié
	Travée	92.81	12.78	0.377	37.63	0.905	250.76	6.66	15	vérifié

Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie; le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

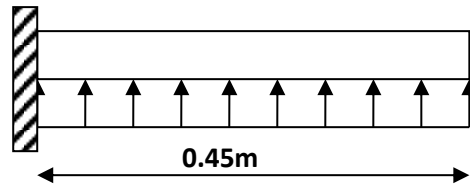


Fig VII-6) Schéma statique du débord.

a) Sollicitation de calcul :✓ **A L'ELU**

$$q_{um}=180.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_u = \frac{-q_{um} \times L^2}{2} = -\frac{180.44 \times (0,45)^2}{2} = -18,27 \text{ KNm}$$

✓ **A L'ELS:**

$$q_{sm}=127.305 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \times L^2}{2} = \frac{127.305 \times (0,45)^2}{2} = -12.89 \text{ KNm}$$

b) Calcul des armatures:

$$B=100\text{cm}, d=32\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{MPa}, \sigma_s = 348\text{MPa}$$

❖ **Armature principal**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.27 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} = 0,013 < u_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,27 \times 10^3}{0.9935 \times 32 \times 348} = 1,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.65}{4} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

B. Etudes des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs). Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continues sur plusieurs appuis et les charge revenant à chaque nervure seront déterminer en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales).

a) Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment max (largeur L_m) et le même effort tranchant max (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi, le chargement devient uniformément repart et le calcul devient classique.

➤ Cas de chargement trapézoïdal

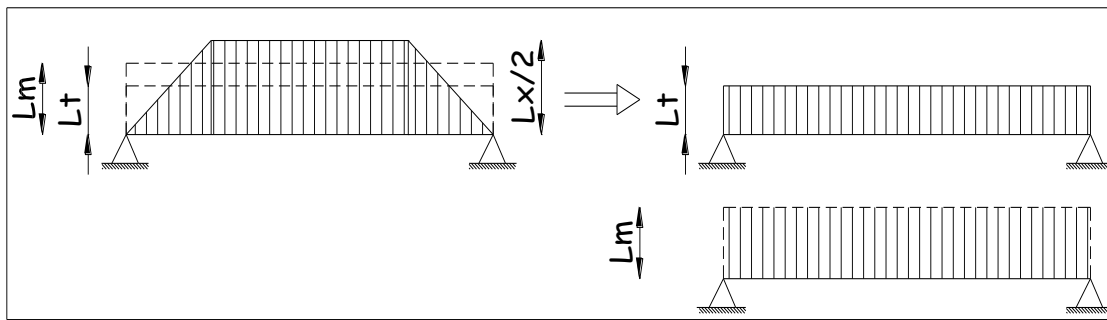


Figure VII-7) Présentation des chargements simplifiés

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots (1)$$

- Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots (2)$$

➤ Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

- Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :
- $$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

b) Charge à considérer

❖ Pour le moment fléchissant

$$Q_{um} = q_u \times L_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times L_m$$

❖ Pour l'effort tranchant

$$Q_{ut} = q_u \times L_t$$

$$Q_{st} = q_s \times L_t$$

✓ A l'ELU

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 180.44 - \frac{7423.25}{166.92} = 135.968 \text{ KN/m}^2$$

✓ A l'ELS:

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 153.294 - \frac{7423.25}{166.92} = 82.833 \text{ KN/m}^2$$

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens

♦ Sens transversal

Tab VII-7) Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L _x	L _y	ρ	Charge	L _m	L _t	q _u	q _s	Q _{um}	somme Q _{um}	Q _{sm}	somme Q _{sm}	Q _{ut}	somme Q _{ut}	Q _{st}	somme Q _{st}
A-B	1	3.65	3.9	0.94	trapézoïdale	1.29	0.97	135.968	82.83 3	175.69	371.40	107.0 3	226.26	132.0 2	279.66	80.4 3	170.37
	2	3.9	4.4	0.89	trapézoïdale	1.44	1.09	135.968	82.83 3	195.70		119.2 2		147.6 3		89.9 4	
B-C	1	3.65	4.3	0.85	trapézoïdale	1.39	1.05	135.968	82.83 3	188.54	387.81	114.8 6	236.26	142.8 3	292.31	87.0 1	178.08
	2	4.3	4.4	0.98	trapézoïdale	1.47	1.10	135.968	82.83 3	199.27		121.3 9		149.4 9		91.0 7	
C-D	1	2.05	3.65	0.56	trapézoïdale	0.92	0.74	135.968	82.83 3	124.71	254.00	75.98	154.74	100.2 3	207.13	61.0 6	126.19
	2	2.05	4.4	0.47	trapézoïdale	0.95	0.79	135.968	82.83 3	129.28		78.76		106.9 0		65.1 3	
D-E	1	3.65	4.3	0.85	trapézoïdale	1.39	1.05	135.968	82.83 3	188.54	387.81	114.8 6	236.26	142.8 3	292.31	87.0 1	178.08
	2	4.3	4.4	0.98	trapézoïdale	1.47	1.10	135.968	82.83 3	199.27		121.3 9		149.4 9		91.0 7	
E-F	1	3.65	3.85	0.95	trapézoïdale	1.28	0.96	135.968	82.83 3	173.80	368.74	105.8 8	224.64	130.5 2	277.74	79.5 1	169.20
	2	3.85	4.4	0.88	trapézoïdale	1.43	1.08	135.968	82.83 3	194.94		118.7 6		147.2 3		89.6 9	

♦ Sens longitudinal

Tableau VII-8) Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan neau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Qum	Somme Qum	Qsm	Somme Qsm	Qut	Somme Qut	Qst	Somme Qst
1-2	1	3.15	3.9	0.81	trapézoïdale	1.23	0.94	135.968	82.833	167.58	343.42	102.09	209.22	127.67	263.38	77.78	160.45
	2	3.15	4.3	0.73	trapézoïdale	1.29	1.00	135.968	82.833	175.84		107.12		135.71		82.68	
2-3	1	3.45	3.9	0.88	trapézoïdale	1.28	0.96	135.968	82.833	173.36	357.58	105.62	217.84	130.80	271.26	79.69	165.25
	2	3.45	4.3	0.80	trapézoïdale	1.35	1.03	135.968	82.833	184.22		112.23		140.45		85.57	
3-4	1	3.65	3.9	0.94	trapézoïdale	1.29	0.97	135.968	82.833	175.69	364.24	107.03	221.90	132.02	274.85	80.43	167.44
	2	3.65	4.3	0.85	trapézoïdale	1.39	1.05	135.968	82.833	188.54		114.86		142.83		87.01	
4-5	1	3.9	4.4	0.89	trapézoïdale	1.44	1.09	135.968	82.833	195.70	394.97	119.22	240.62	147.63	297.12	89.94	181.01
	2	4.3	4.4	0.98	trapézoïdale	1.47	1.10	135.968	82.833	199.27		121.39		149.49		91.07	
5-6	1	3.65	3.9	0.94	trapézoïdale	1.29	0.97	135.968	82.833	175.69	364.24	107.03	221.90	132.02	274.85	80.43	167.44
	2	3.65	4.3	0.85	trapézoïdale	1.39	1.05	135.968	82.833	188.54		114.86		142.83		87.01	
6-7	1	3.45	3.9	0.88	trapézoïdale	1.28	0.96	135.968	82.833	173.36	357.58	105.62	217.84	130.80	271.26	79.69	165.25
	2	3.45	4.3	0.80	trapézoïdale	1.35	1.03	135.968	82.833	184.22		112.23		140.45		85.57	
7-8	1	3.15	3.9	0.81	trapézoïdale	1.23	0.94	135.968	82.833	167.58	343.42	102.09	209.22	127.67	263.38	77.78	160.45
	2	3.15	4.3	0.73	trapézoïdale	1.29	1.00	135.968	82.833	175.84		107.12		135.71		82.68	

◆ Diagramme des moments fléchissant

À l'ELU:

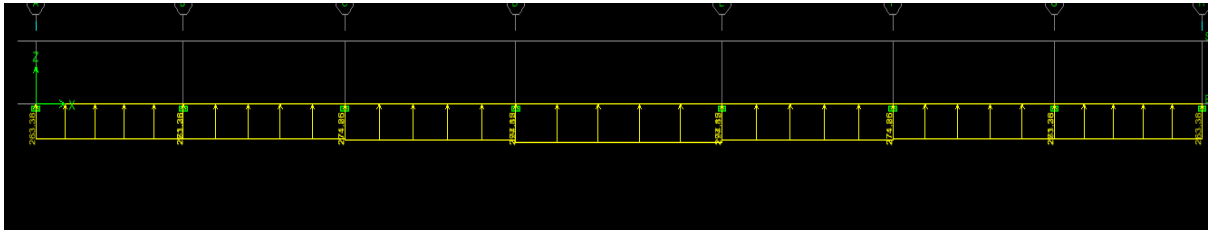


Fig VII-12) diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

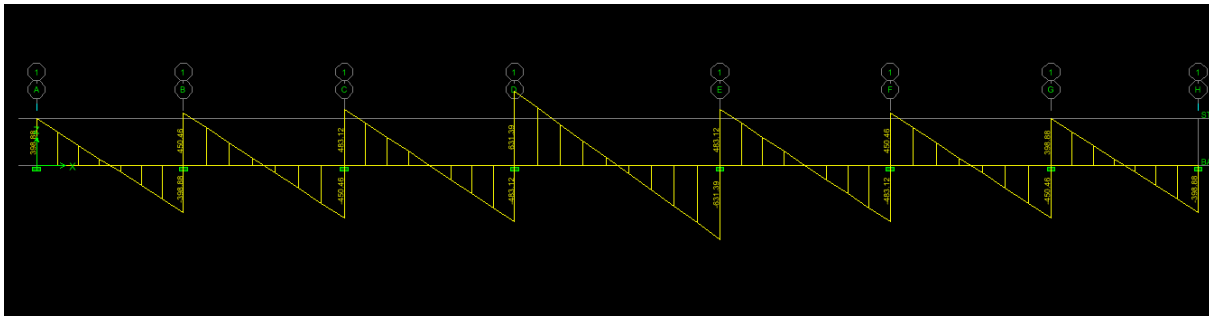


Fig VII-13) diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

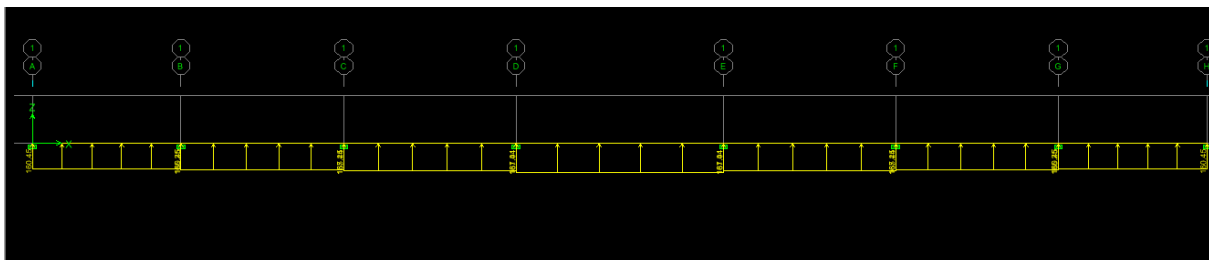
à l'ELS

Fig VII-14) diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

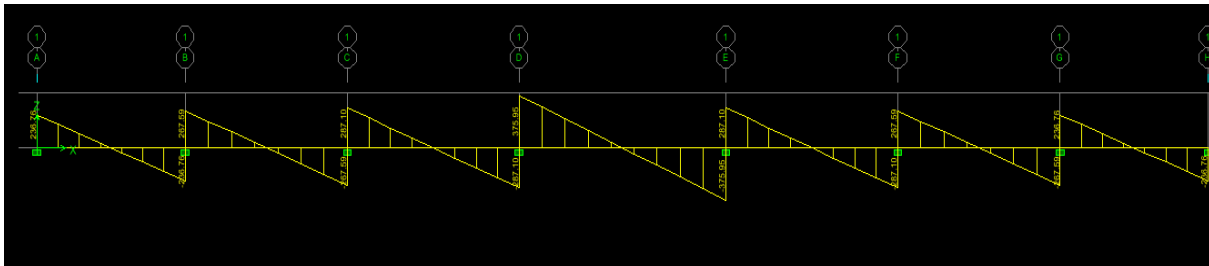


Fig VII-15) diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

❖ Sens transversal :

♦ Diagramme des moments fléchissant:

À l'ELU:

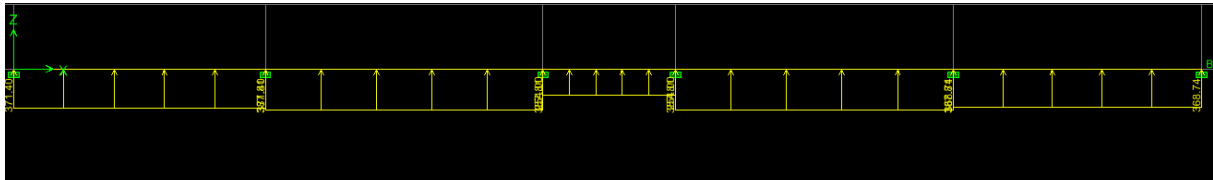


Fig VII-16) diagramme de chargements des nervures à L'ELU.

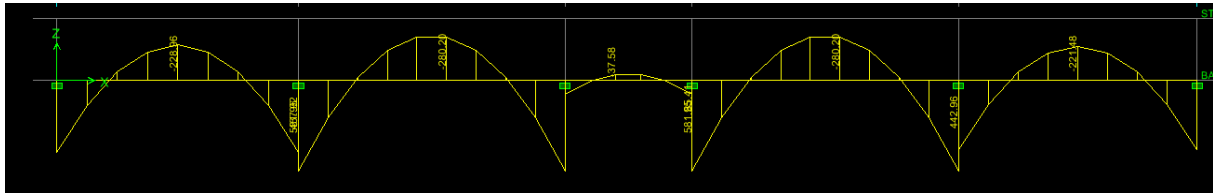


Fig VII-17) diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

à l'ELS

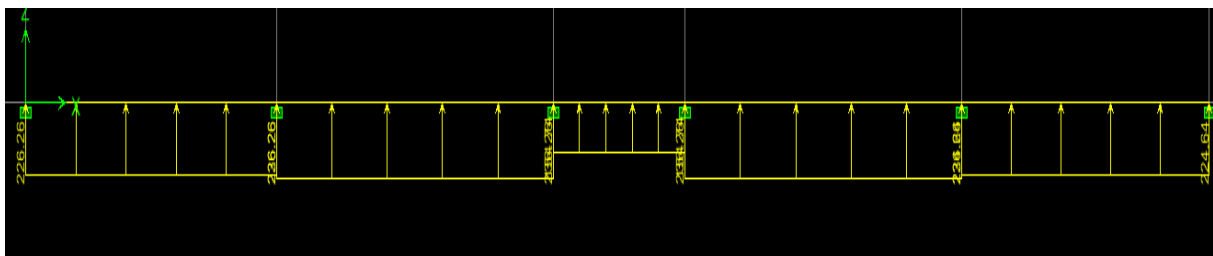


Fig VII.18) diagramme de chargements des nervures a l'ELS.

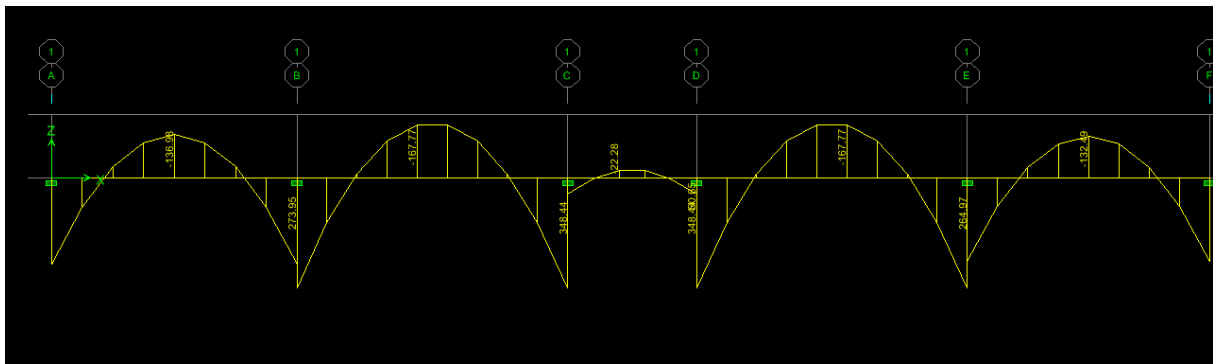


Fig VII-19) diagramme des moments fléchissant à l'ELS

♦ Diagramme des efforts tranchants :
À l'ELU:

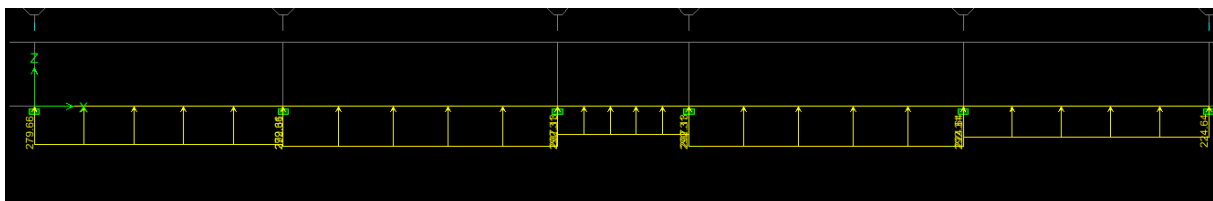


Figure VII-20) diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

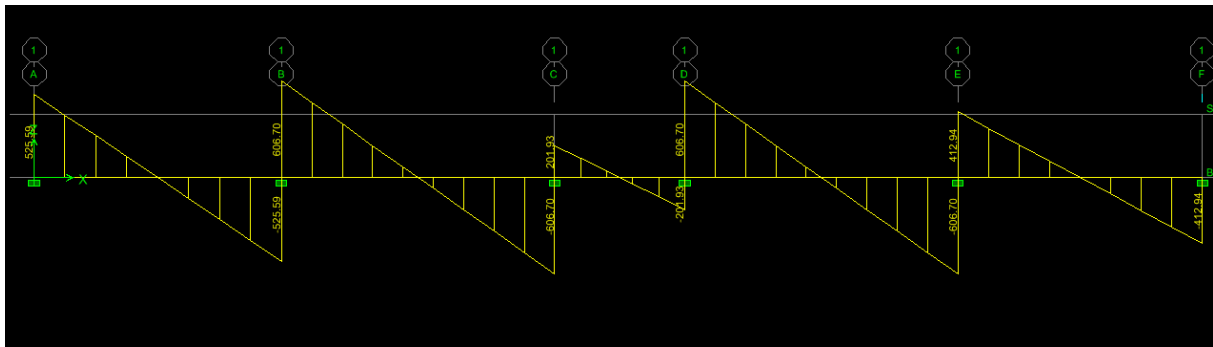


Fig VII-21) diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

à l'ELS

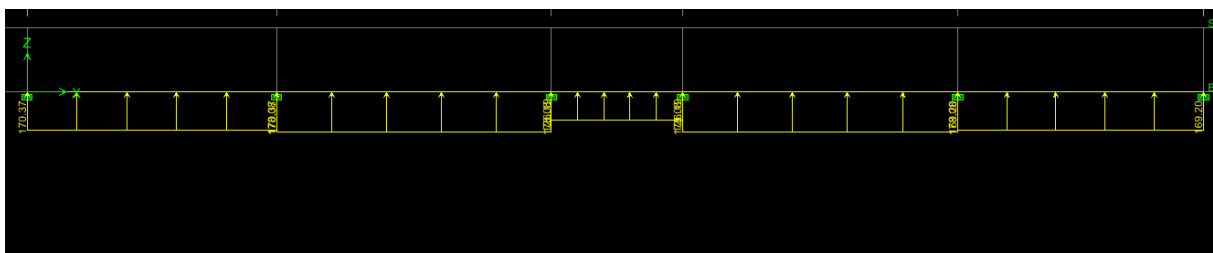


Fig VII-22) diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

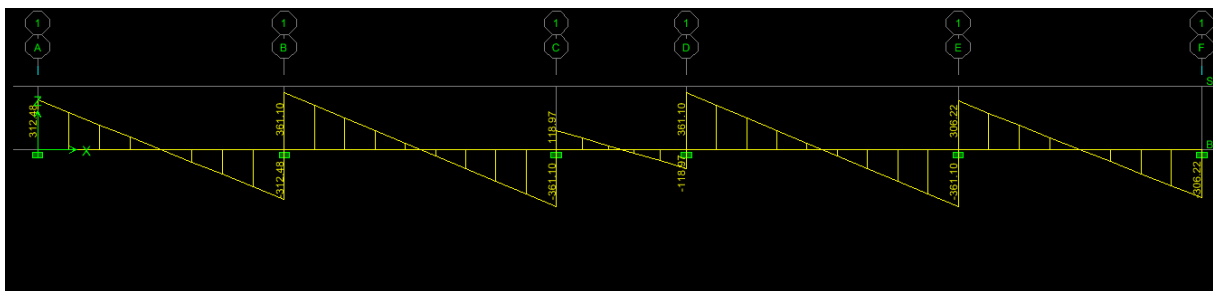


Fig VII-23) diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

d) Ferrailage

Tab VII-9) les efforts interne dans les nervures.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}$ [KN.m]	620.14	371.87	581.85	348.44
$M_t^{\max}$ [KN.m]	298.94	179.05	280.20	167.77
$T^{\max}$ [KN]	631.39	375.95	606.70	361.10

❖ Armature longitudinal

h = 90cm b = 60cm d = 87cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tab VII-10) Ferrailage adoptée pour la nervure.

Sens	Zone	M_u	μ	β	section	A_{st} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]
X-X	appui	620.14	0.128	0.905	SSA	22.63	5HA14fil +(5HA20)chap=23.369cm ²
	travée	298.94	0.062	0.964	SSA	10.24	5HA12fil+5HA14chap=13.34cm ²
Y-Y	appui	581.85	0.120	0.912	SSA	21.07	5HA14fil +(5HA20)chap=25.43cm ²
	travée	280.2	0.058	0.959	SSA	9.65	5HA12fil+5HA14chap=13.34cm ²

❖ Armature transversal

➤ Espacement des armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$$

Soit : $\phi_t = 8mm$

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) = \min (22.5; 14.4) = 16.8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ Armature transversales minimales :

En zone nodale :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6HA8 = 3.01 \text{ cm}^2$ (2 cadres et un étrier)

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 0.9 \text{ m} = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ par paroi.}$$

e) Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 87 \times 2.1}{400} = 6.303 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_s = 25.43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.303 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } A_s = 13.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.303 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

♦ **Sens transversal :**

$$T_{u \max} = 631.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{631.39 \times 10^3}{600 \times 870} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **Sens longitudinal :**

$$T_{u \max} = 606.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{606.70 \times 10^3}{600 \times 870} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures

◆ Influence de l'effort tranchant sur le béton (B.A.E.L.91.art. A.5.1, 313)

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

➤ Sens transversal :

$$V_u^{\max} = 631.39 \text{ KN} < 0.267 \times 0.60 \times 0.87 \times 25 \times 10^3 = 3484.35 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

➤ Sens longitudinal :

$$V_u^{\max} = 606.70 \text{ KN} < 0.267 \times 0.60 \times 0.87 \times 25 \times 10^3 = 3484.35 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée

◆ Influence sur les armatures inférieures (BAEL91:A.5.1.321)

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(613.39 \times 10^3 - \frac{298.94 \times 10^6}{0.9 \times 870} \right) 10^{-2} = 6.66 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

❖ Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.art. A.6.1,3)

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :

A_s : Section totale des armatures tendues.

A_{si} : Section d'un paquet de barres.

u_i : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$.

A.N:

$$\tau_{se} = \frac{631.39 \times 10^2}{0.9 \times 87 \times 12.31} \times \frac{1.54}{\pi \times 14} = 2.29 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée

❖ **Longueur de scellement droit (BAEL91-art A.6.1, 211):**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA16 : $l_s = 56,43 \text{ cm}$. $l_s = 58 \text{ cm}$

- Pour les HA14 : $l_s = 49,39 \text{ cm}$. $l_s = 50 \text{ cm}$

- Pour les HA12 : $l_s = 42,33 \text{ cm}$. $l_s = 44 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la longueur du poteau à la qu'elle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barres termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

$$L_c = 0.4 \times l_s \quad (\text{BAEL91-art A.6.1, 253})$$

- Pour les HA16 : $l_c = 23.2 \text{ cm}$.

- Pour les HA14 : $l_c = 20 \text{ cm}$.

- Pour les HA12 : $l_c = 17.6 \text{ cm}$.

f) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\overline{\sigma}_s = \min\{2/3 f_e; 110(\eta \times f_{t28})^{1/2}\} = \min\{266.66; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}.$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

Tab VII-11) Vérification des contraintes à l'ELS

sen s	Nervur e	M_s [KN.m]	A_t [cm ²]	ρ_1	K_1	β_1	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	vérificatio n
x-x	appui	371.87	25.4 3	0.48 3	32.6 2	0.895	190.5 7	201.6 3	6.96	15	vérifiée
	travée	179.05	13.3 4	0.26 0	46.6 3	0.90*1 9	169.7 2	201.6 3	4.25	15	vérifiée
y-y	appui	348.44	25.4 3	0.48 9	32.6 2	0.895	178.5 6	201.6 3	6.52	15	vérifiée
	travée	167.77	13.3 4	0.48 9	46.6 3	0.919	159.0 3	201.6 3	3.98	15	vérifiée

Introduction:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Dans notre cas, le mur est placé sur toute la longueur du bâtiment. Un joint de 2cm occupé par une feuille de polyane est prévu entre le mur et le verso des poteaux.

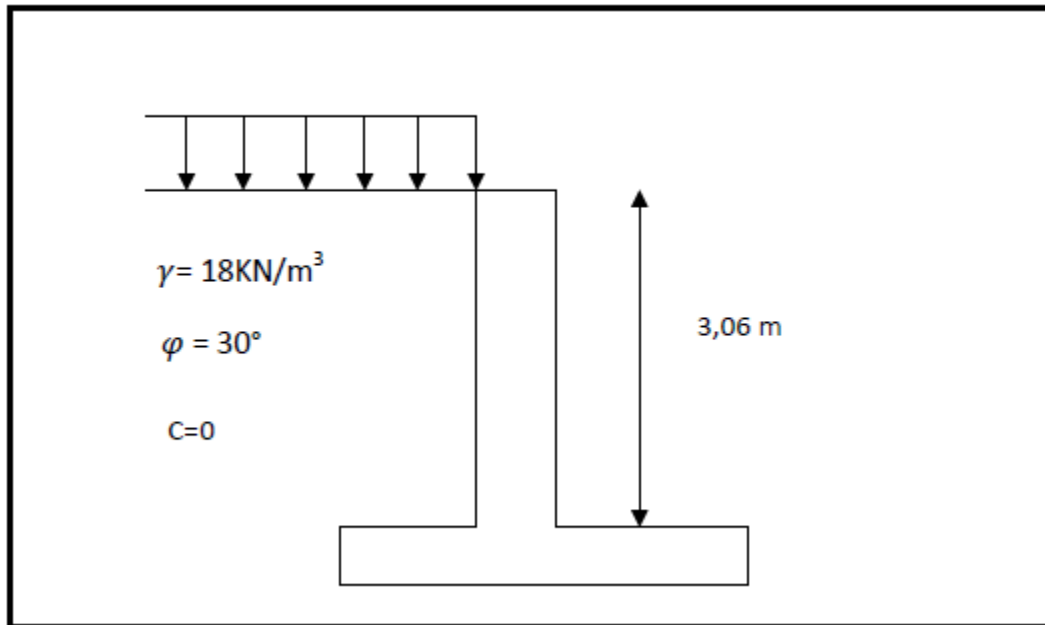


Fig VIII-1) section droit de mur plaque

VIII-1). Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de sol : $\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

• Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

. Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B, dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2.$$

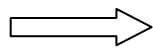
VIII-2) Calcul des sollicitations

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$



$$K_0 = 0.50$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - 0.5$$

Avec:

K_0 : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

a) Calcul à ELU :

$$K_0 = 0.5$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 44,68 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul à ELS:

$$\sigma'_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma'_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3,06 \rightarrow \sigma'_{H2} = 0,5 \times (18 \times 3,06 + 10) = 32,54 \text{ KN/m}^2$$

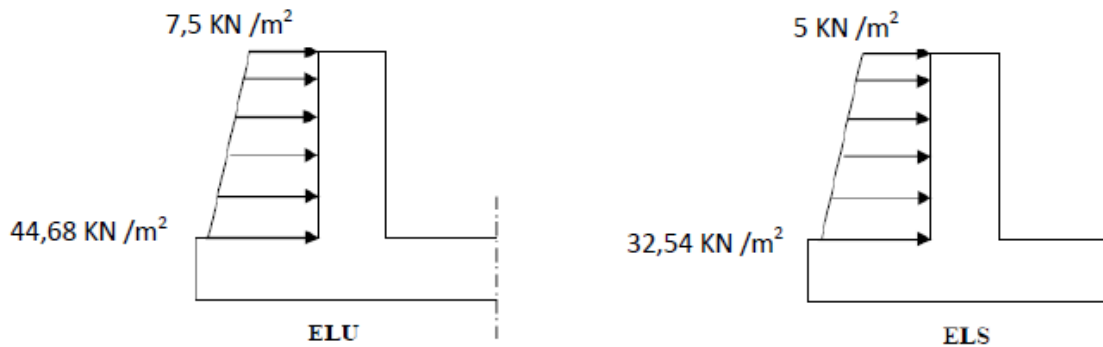


Fig VIII-2) Diagramme des contraintes

c) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU } q_u = (3 \sigma_1 + \sigma_2) / 4 \times 1 \text{ m} = 35.39 \text{ KN/M}$$

$$\text{ELS } q_s = (3 \sigma'_1 + \sigma'_2) / 4 \times 1 \text{ m} = 25.66 \text{ KN/M}$$

VIII-3) Méthode de calcul

Le mur plaque sera calculé comme un panneau simplement appuyé sur 3 cotés et encastrée à sa base, aux dimensions $b = 3.06 \text{ m}$, $a = 4.40 \text{ m}$.

$$b < a \text{ donc } \frac{a}{b} = \frac{4.40}{3.06} = 1.4$$

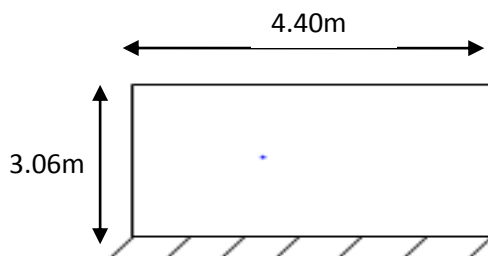


Fig VIII-3) Schéma du mur plaque

On tire du tableau les coefficients suivant : α

$$\beta = -0.108$$

$$\beta_1 = 0.03$$

$$\beta_2 = 0.052$$

VIII-4) calcul du moment sollicitant

- Calcul à l'ELU :

$$M_x = \beta_1 \times P_u \times b^2$$

$$= 0.03 \times 35.39 \times (3.06)^2$$

$$M_x = 9.941 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \beta \times P_u \times b^2$$

$$= -0.108 \times 35.39 \times (3.06)^2$$

$$M_y = -35.79 \text{ Kn.m}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \beta_1 \times P_s \times b^2$$

$$= 0.03 \times 25.66 \times (3.06)^2$$

$$M_x = 7.208 \text{ Kn.m}$$

$$M_y = \beta \times P_s \times b^2$$

$$= -0.108 \times 25.66 \times (3.06)^2$$

$$M_y = -25.95 \text{ Kn.m}$$

VIII-5) Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

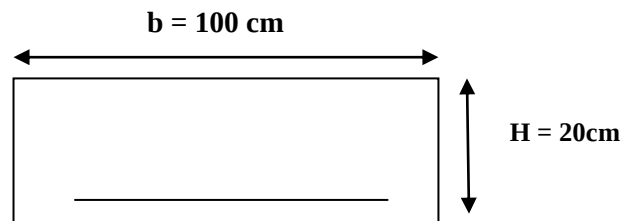


Fig VIII-4) schéma de calcul

Tab VIII-1) Ferrailage de mur plaque

Zone	M_u	μ	μ_l	Section	β	A	A_{min}	$A_{adoptee}$	e
appuis	9.941	0.024	0.392	SSA	0.988	1.70	2.00	5HA10=3.92	20
travée	35.79	0.086	0.392	SSA	0.955	6.33	2.00	6HA12=6.78	15

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

VIII-6) Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On peut se dispenser de cette vérification si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ Sens x - x :

$$\gamma = \frac{9.941}{7.208} = 1.38 \text{ et } \mu = 0.024 \rightarrow \alpha = 0.0304$$

$$\alpha = 0.0304 < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

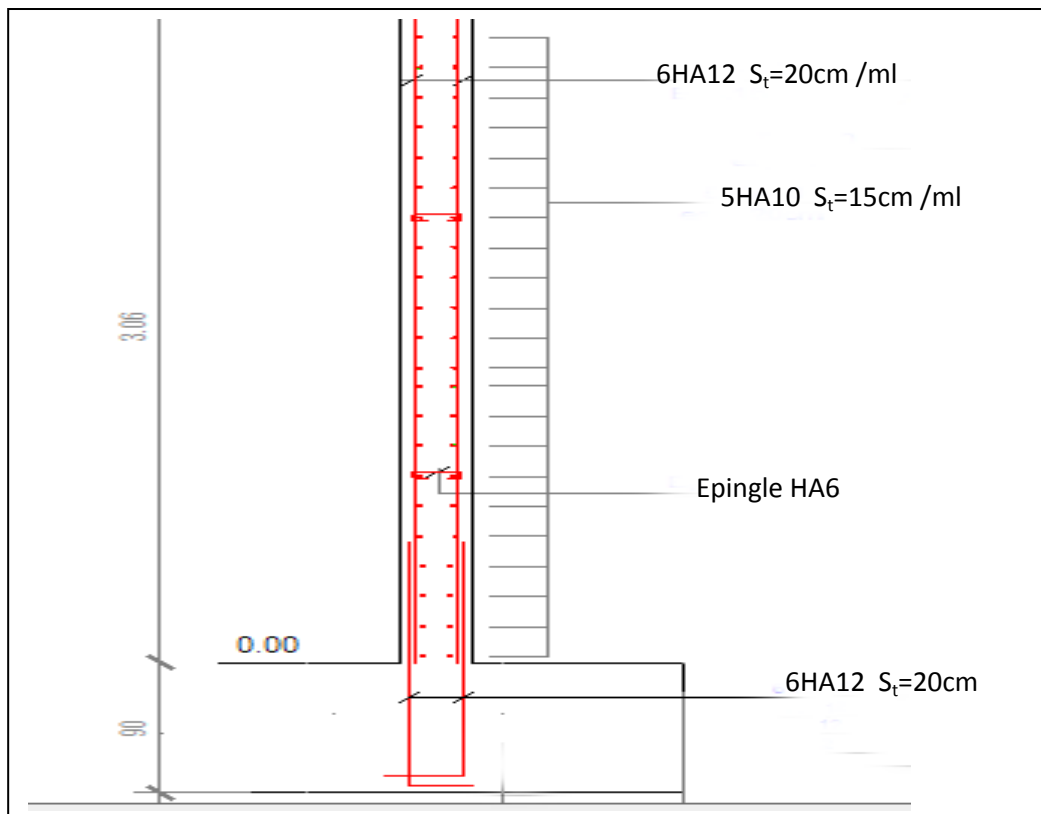
Donc la condition est vérifiée.

➤ Sens Y - Y :

$$\gamma = \frac{25.95}{35.79} = 0.73 \text{ et } \mu = 0.086 \quad \alpha = 0.1126$$

$$\alpha = 0.0575 < \frac{0.73 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.115$$

Donc la condition est vérifiée



FigVIII-5) ferrailage du mur plaque

Conclusion

L'étude menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis de la sollicitation sismique.

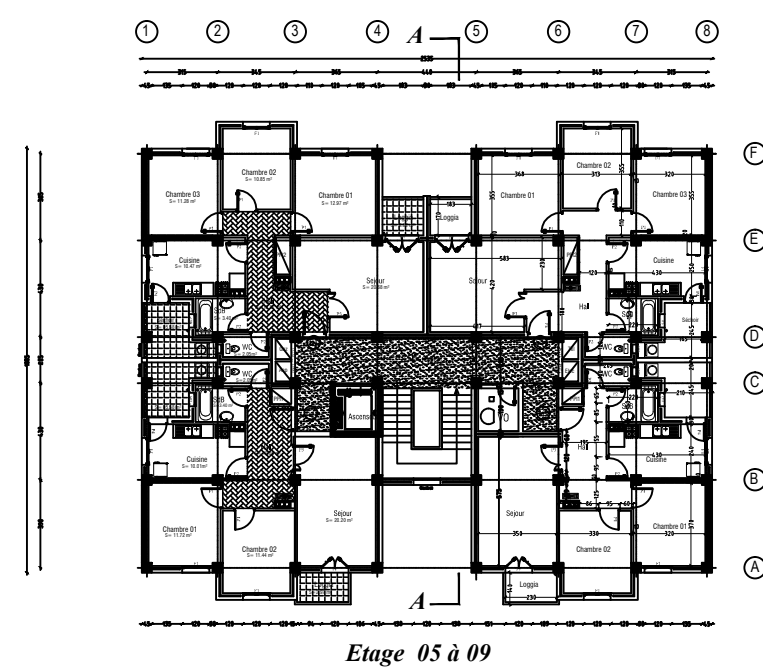
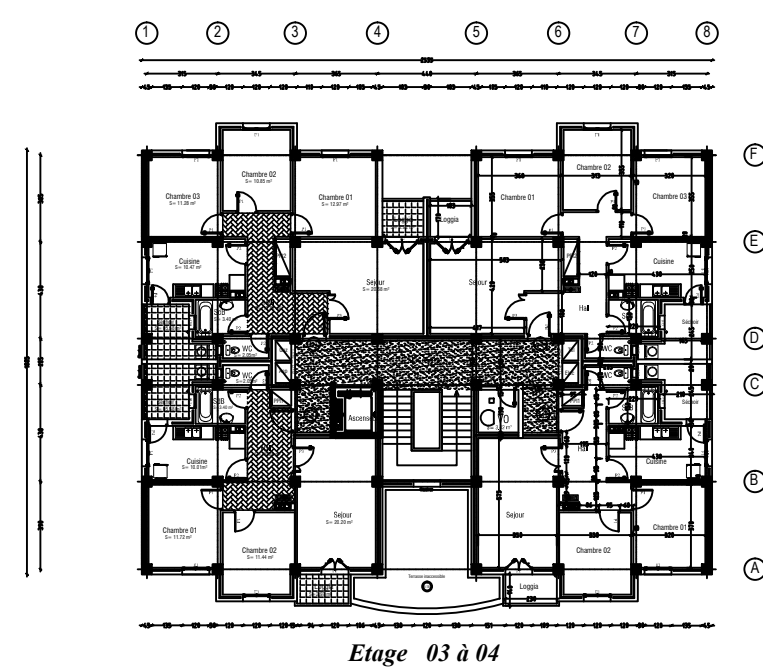
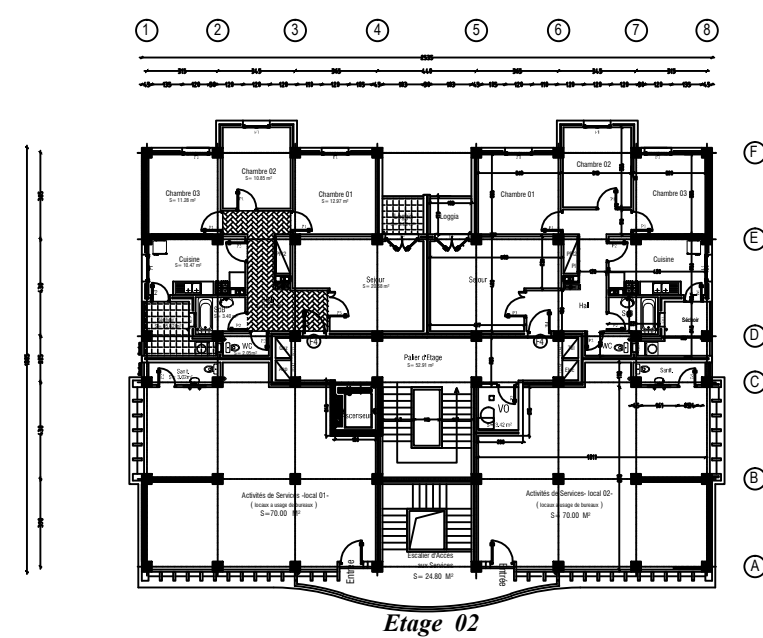
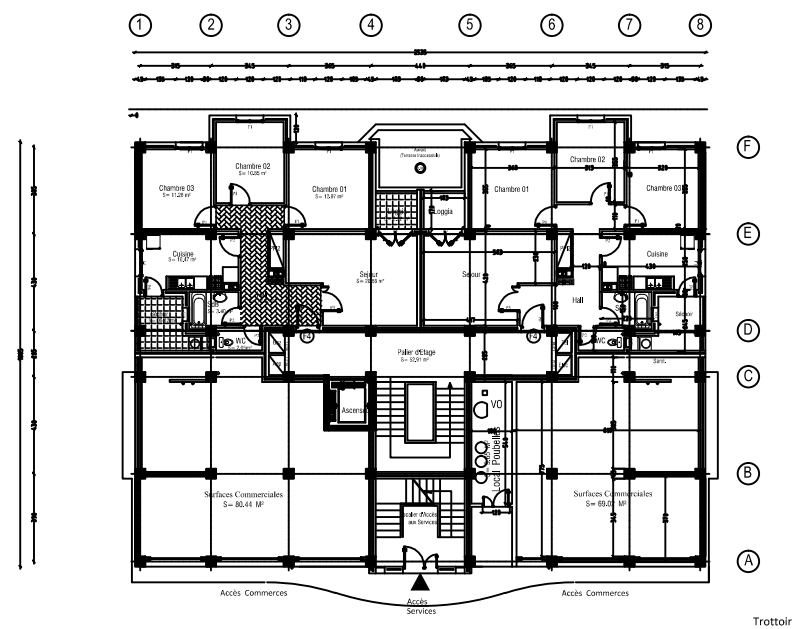
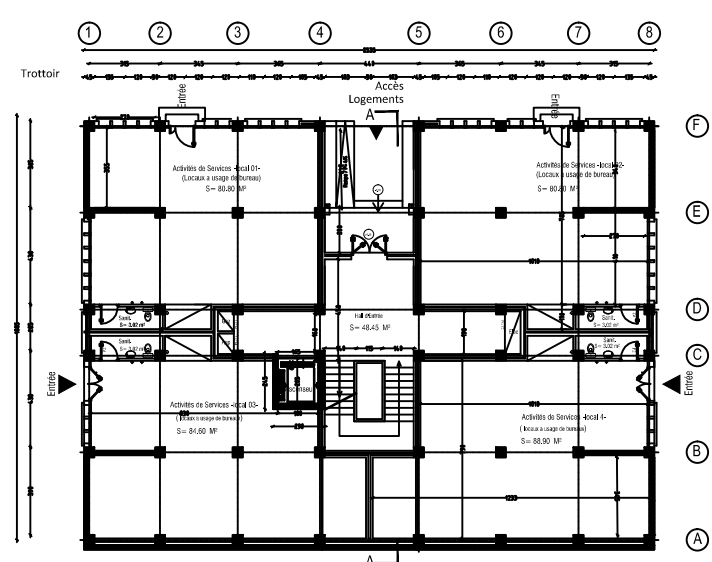
Un radier général est réalisé du fait de la faible portance du sol d'implantation et de l'importance de la structure. L'étude de l'infrastructure est effectuée pour reprendre correctement les charges transmises par la structure au sol.

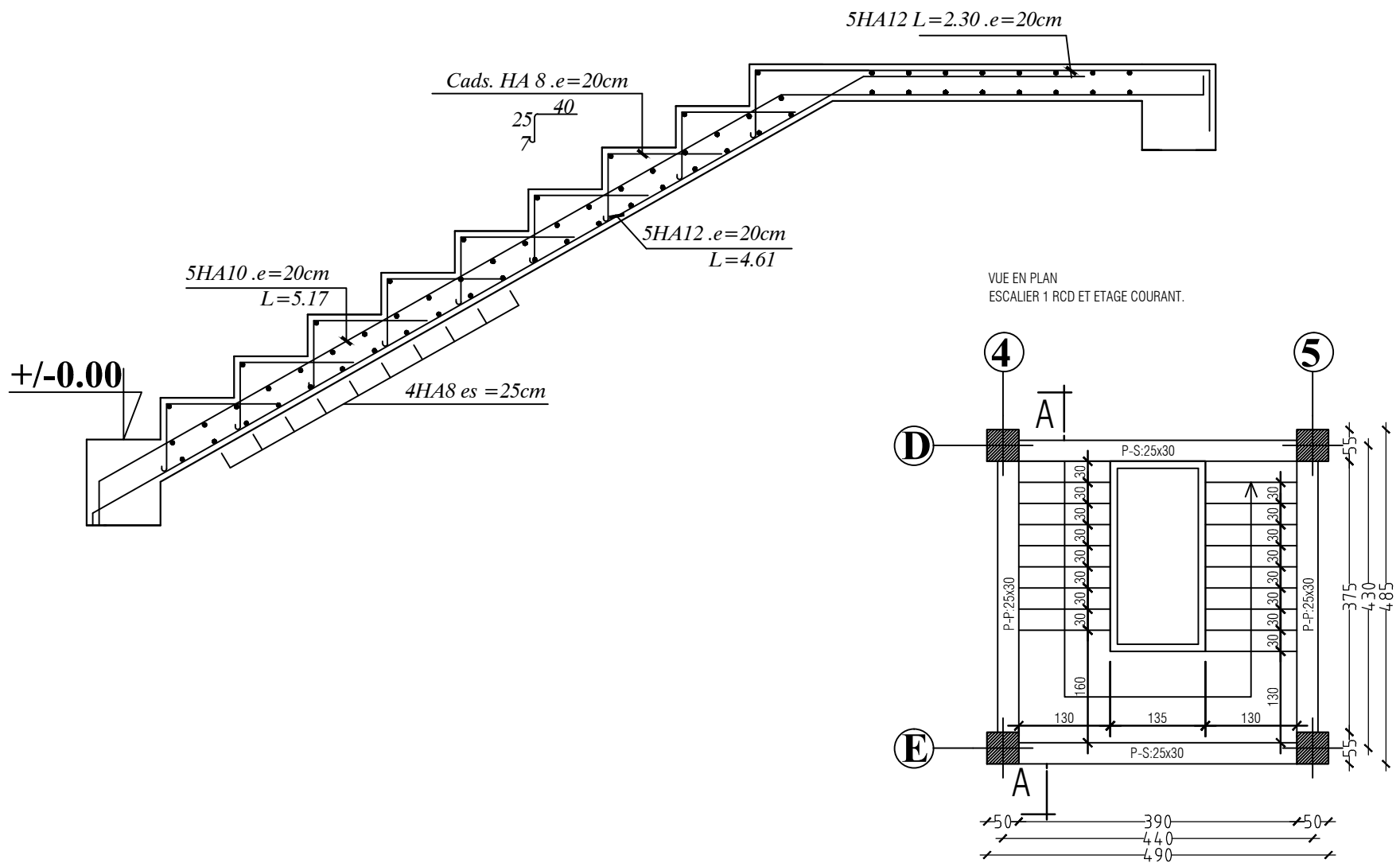
L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un utile pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003** : Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR** : Document technique réglementaire.
Béton arme BAE91 modifie et DTU associes (Jean-pierre M OUNGIN).
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAE91 (Pierre CHARON).
- ✓ Résistance des matériaux (S.P.TIMOCHEKO).
- ✓ Le béton arme aux états limites (M.BELAZOUGUI).
- ✓ Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé (ALBERT FUETES).
- ✓ **AIDE MEMOIRE** « Résistance des matériaux 8^e édition » (JEAN GOULET.JEAN-PIERRE BOUTIN).





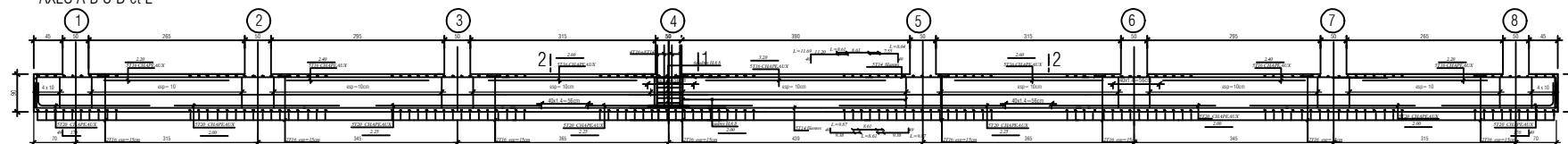
Présenté par: M^{lle} : ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

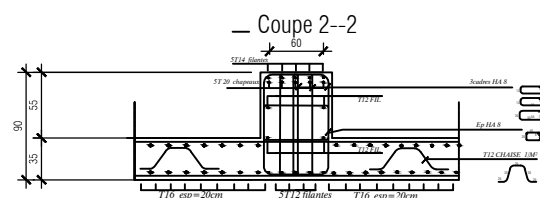
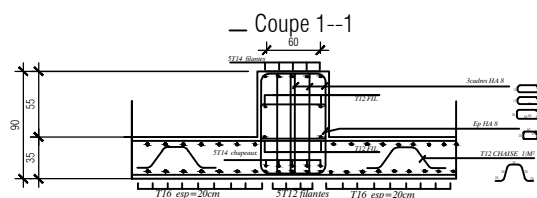
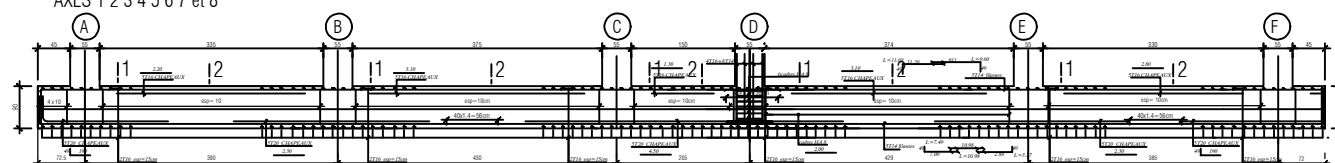
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

2018/2019

NERVURE 60 X 90
AXES A B C D et E



NERVURE 60 X 90
AXES 1 2 3 4 5 6 7 et 8



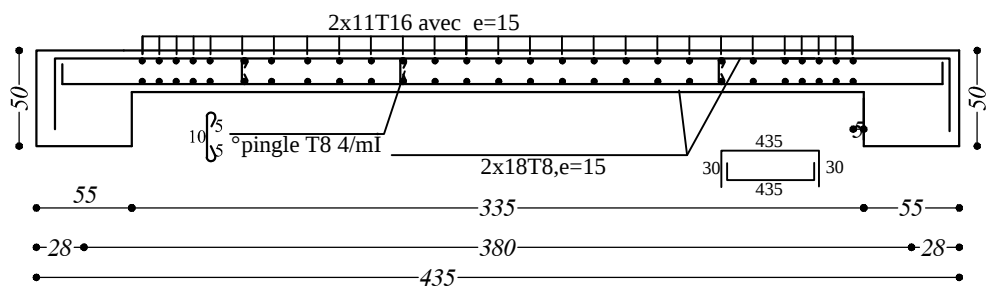
Présenté par: M^{lle}: ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

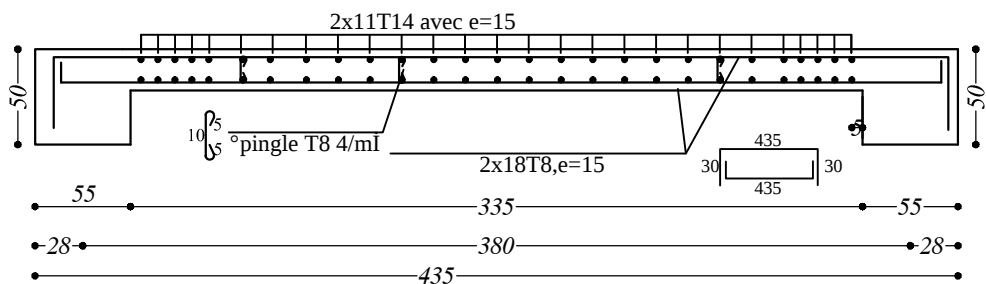
FAERRAILLAGE DES NERVURES

2018/2019

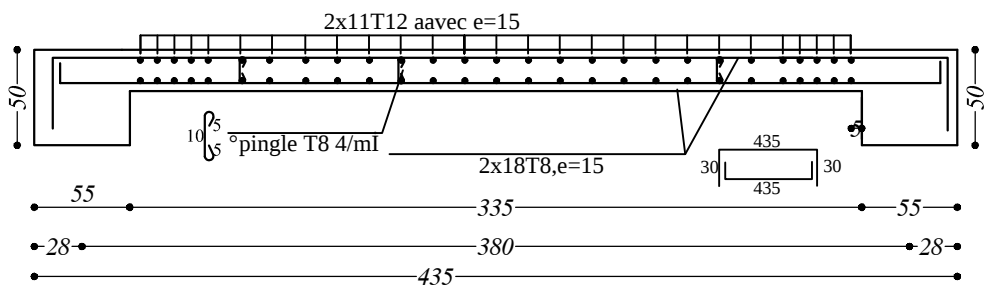
zone I



zone II



zone III et IV

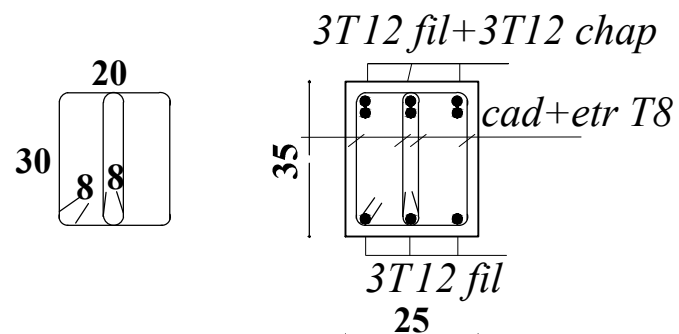
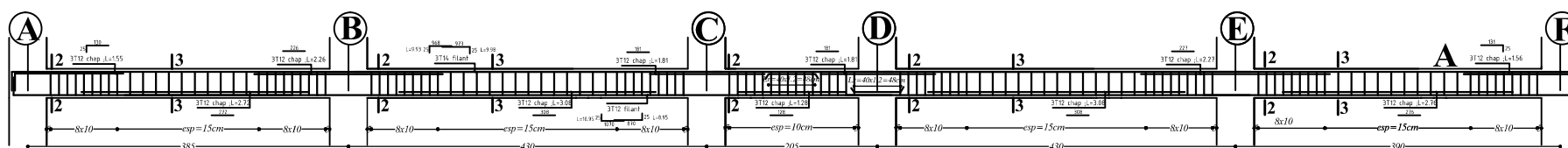


Présenté par: M^{elle} : ZAIDI ASMA
M^{elle}: ZERROUK DIHIA
Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX

2018/2019

P-S(25x35) : AXES 4 ET 5 NIV +3.06 ET 6.12, +9.18, +12.24, +15.30, +18.36, +21.42, +24.48, +27.54 ET +30.60



coupe 2-2

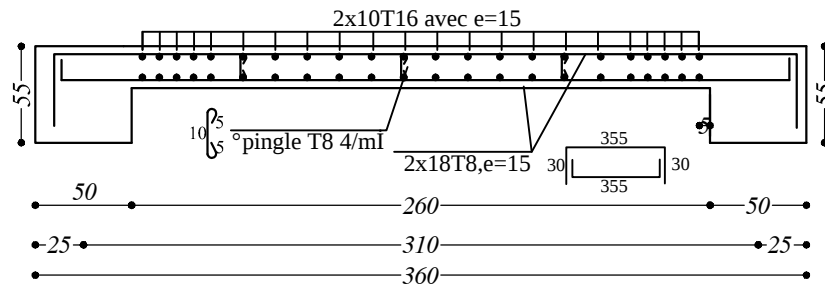
Présenté par: M^{lle} : ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

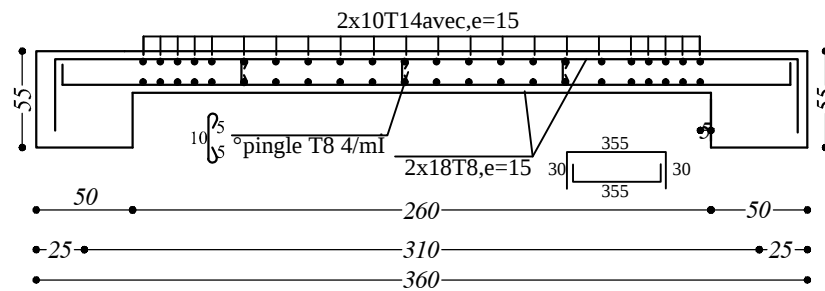
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

2018/2019

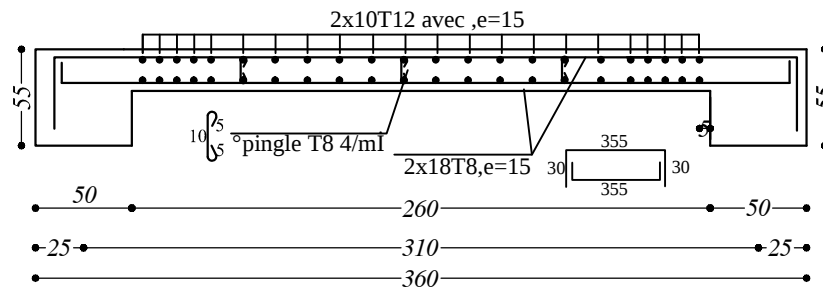
zone I



zone II



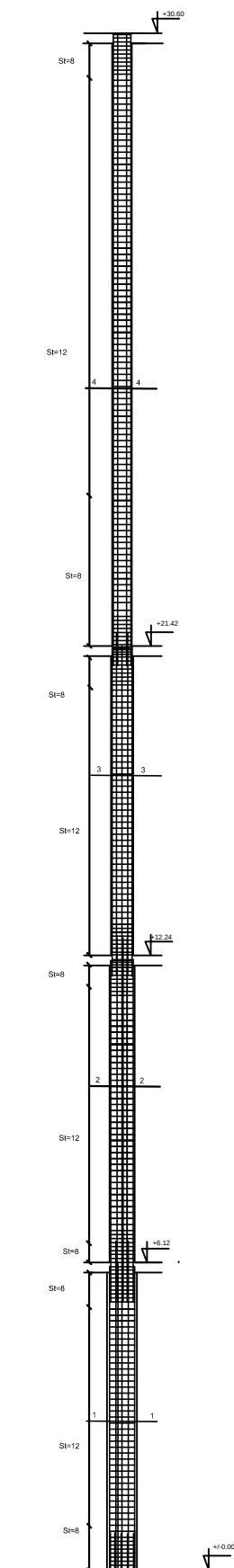
zone III et IV



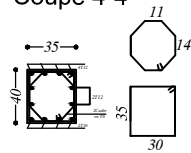
Présenté par: M^{elle} : ZAIDI ASMA
M^{elle}: ZERROUK DIHIA
Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX

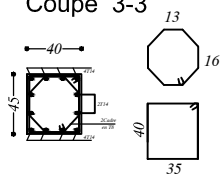
2018/2019



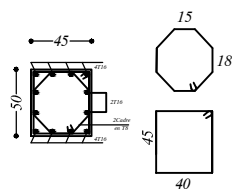
Coupe 4-4



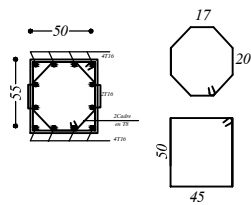
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 1-1

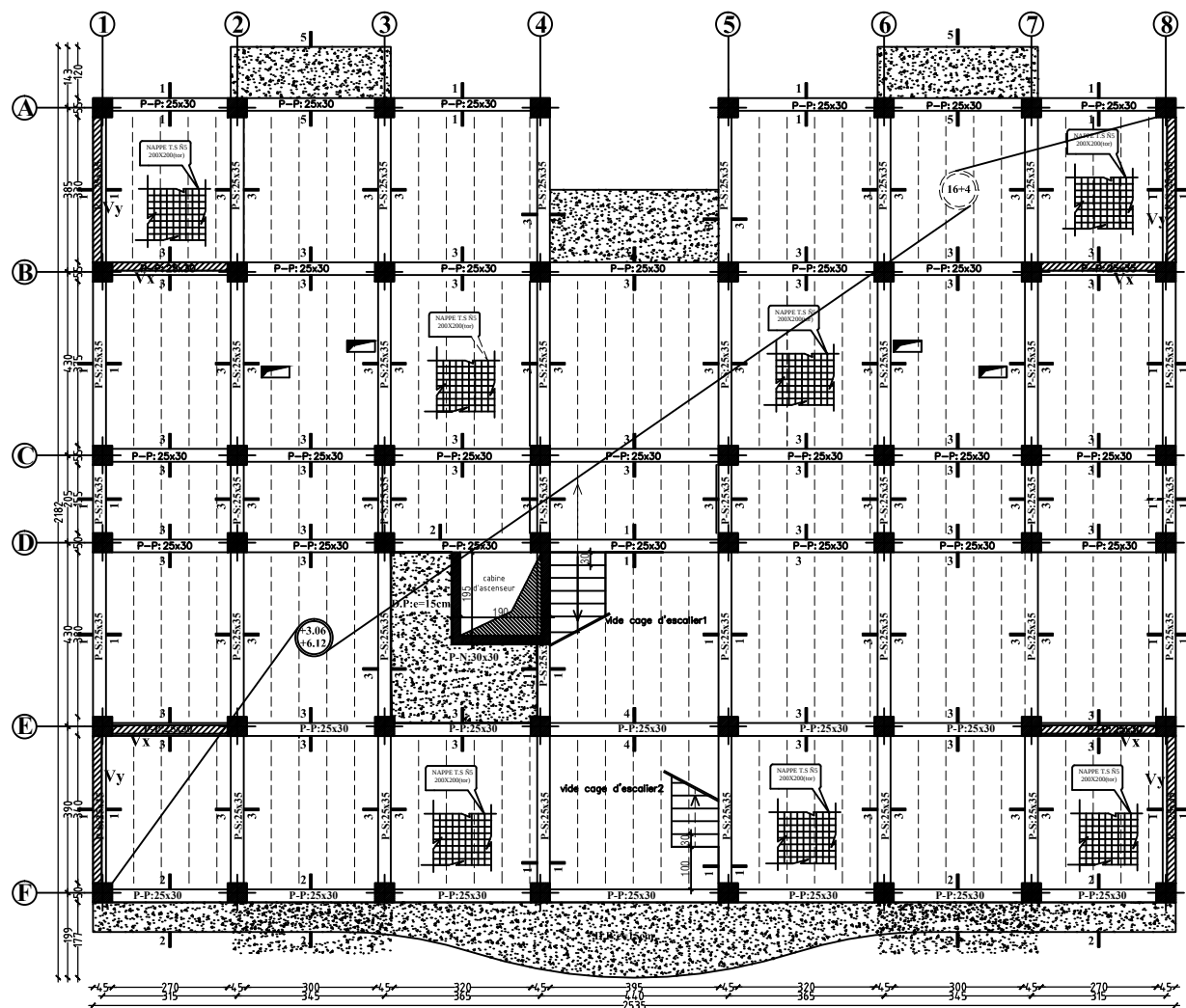


Présenté par:

Melle : ZAIDI ASMA
Melle: ZERROUK DIHIA

FFERRAILAGE DES POTEAUX

2018/2019

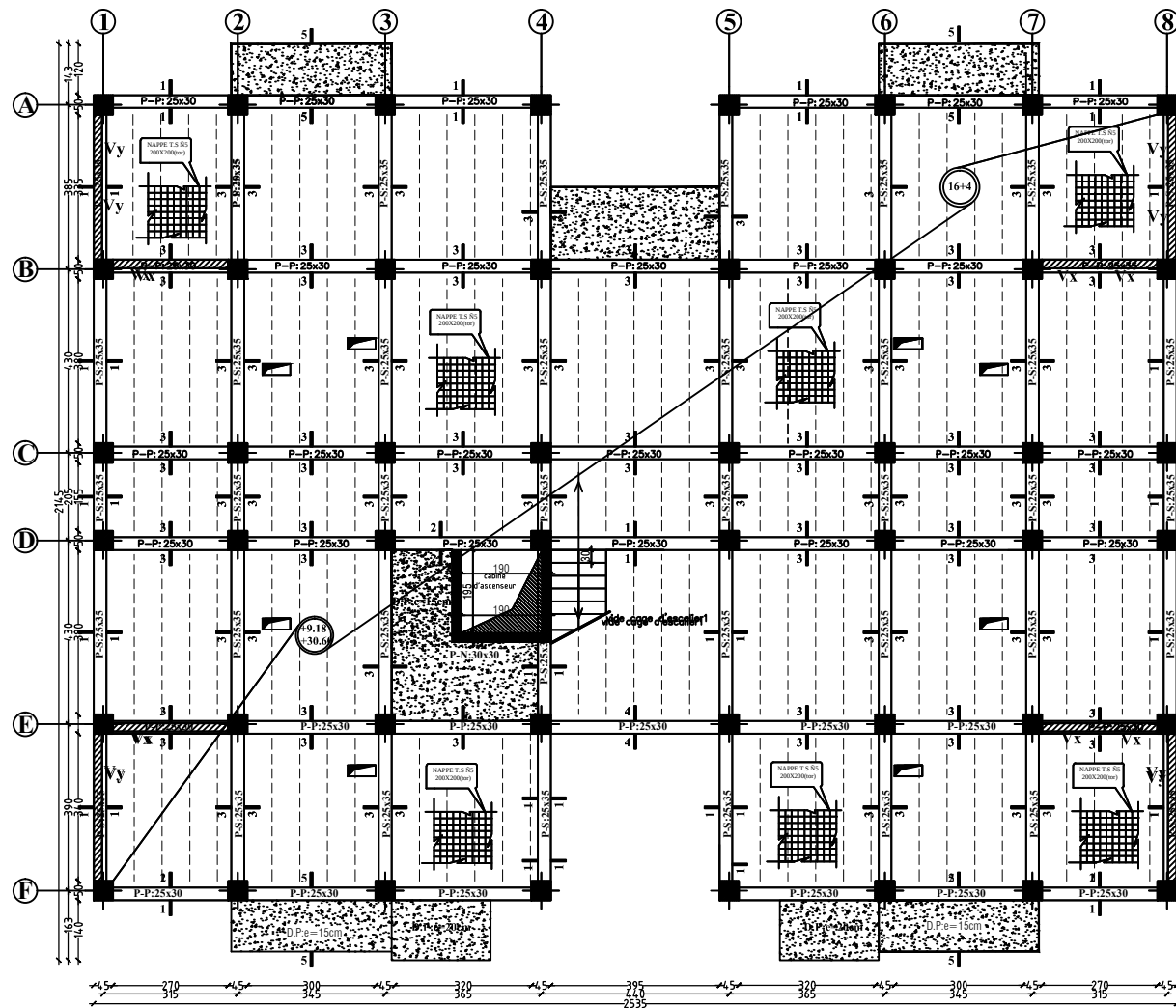


Présenté par: M^{lle} : ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

PLAN DE COFFRAGE NIV +3.06 ET +6.12

2018/2019



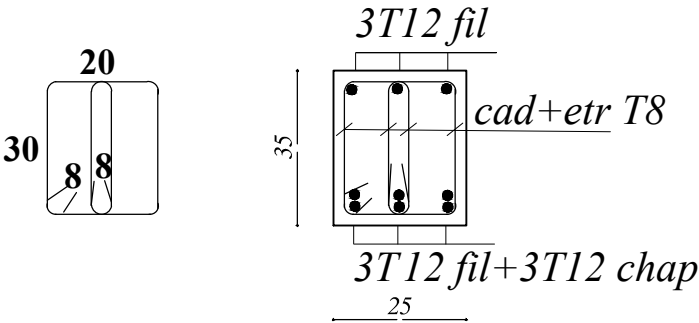
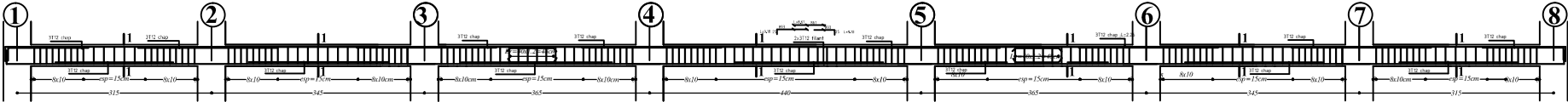
Présenté par: M^{lle} : ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE COURANT

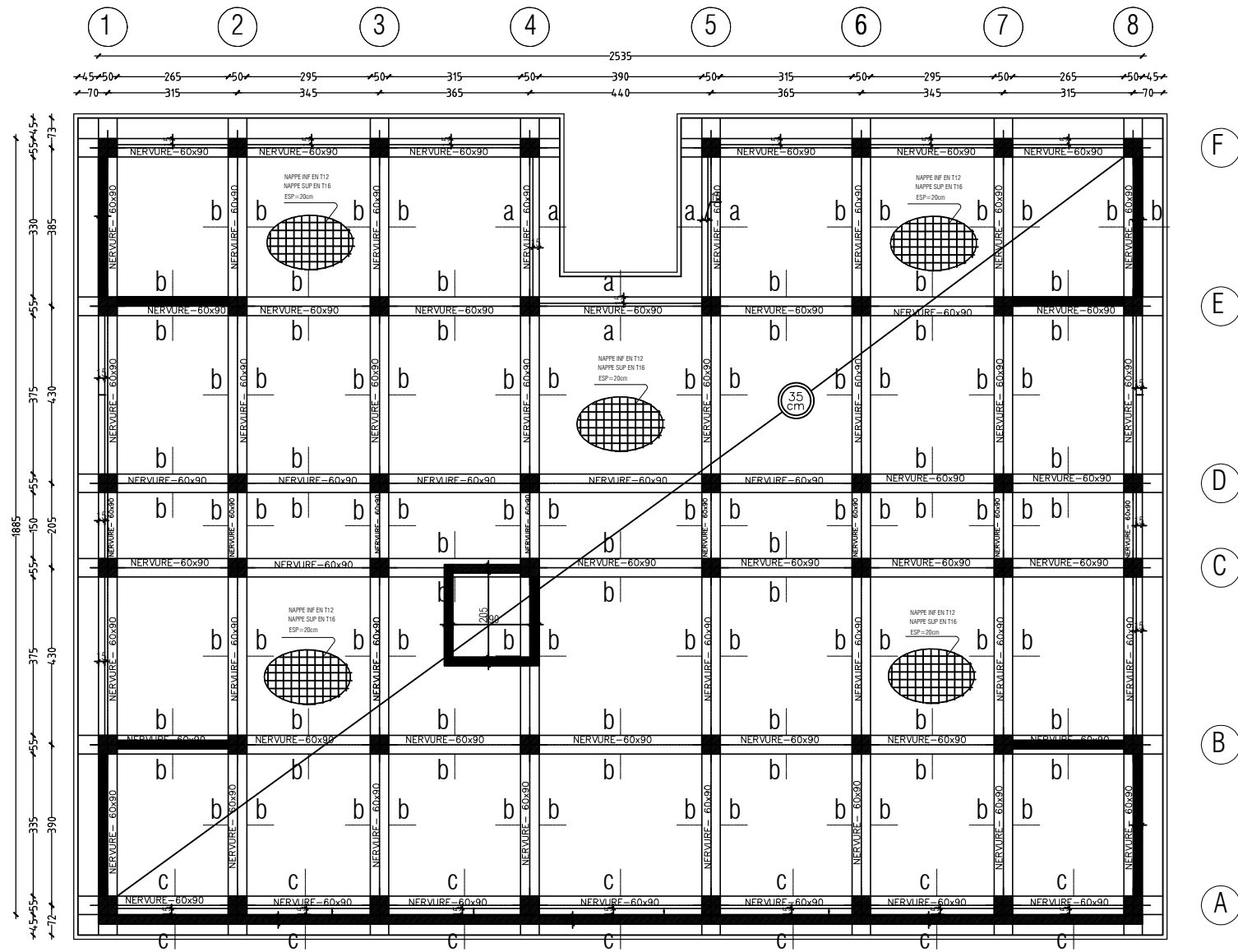
2018/2019

P-P(25x35) : AXES C, D ET F NIV +3.06, 6.12, +9.18, +12.24, +15.30, +18.36, +21.42,+24.48, +27.54 ET +30.60



coupe 3-3

Présenté par:	M ^{elle} : ZAIDI ASMA M ^{elle} : ZERROUK DIHIA	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	2018/2019
Encadré par:	M ^{me} : BOUZID .L		



Présenté par: M^{lle} : ZAIDI ASMA
M^{lle}: ZERROUK DIHIA

Encadré par: M^{me}: BOUZID .L

PLAN COFFRAGE RADIER GENERAL NIV +/-0.00

2018/2019