

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun De Tiaret.

Faculté Des Sciences Appliquées

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

HARDOUDI Larbi

BERROUBA Tayeb

Sujet du mémoire :

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) AVEC S/SOL A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL IMPLANTE A SETIF**

Soutenue publiquement Le 15/09/2021 devant le jury composé de :

M. MIMOUNI

Président

I. KLOUCHE D.

Rapporteur

G. ABADA

Examineur

B.A. BENYAMINA

Examineur

Promotion : 2020/2021



Remercîment

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre Encadreur **Mr.I. KLOUCHE D. A** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Tiaret, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

« MERCI »



Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A ma chère mère ;

A toute ma famille ;

*Et tous mes amis proches surtout MAACHOU Samir, KEBRIT Mohamed et
DJELAILI Mokhtar;*

Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Béton Armé 2021.

HARDOUDI LARBI



Dédicace

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu Tout puissant ;

Je puisse les honores ;

A ma chère mère ;

A toute ma famille ;

Et tous mes amis proches;

Et a Tous mes collègues génie civil spécialité Béton Armé 2021.

BERROUBA TAYEB

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux 13

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments etescented de charges 22

CHAPITRE III : Calcul des éléments :

- Calcul de l'escalier 34
- Calcul de la poutre palière 49
- Calcul du plancher en dalle pleine 56
- Calcul du plancher en corps creux 62
- Calcul de la salle machine 81
- Calcul des dalles pleines en console 90
- Calcul de la charpente 94

CHAPITRE IV : Modélisation de la structure 100

CHAPITRE V : Résultats d'étude aux chargements 118

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux:

- Ferrailage des poteaux 128
- Ferrailage des poutres 135
- Ferrailage des voiles 143

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure 155

CHAPITRE VIII : Etude de voile plaque 180

CONCLUSION GENERALE.

BIBLIOGRAPHIE.

Liste des figures

Fig. I.1 : Schéma descriptif de la toiture.

Fig. I.2 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU).

Fig. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS).

Fig. I.4 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU).

Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Fig. II.2: Loi de dégression des surcharges .

Fig. III.1 : Terminologie de l'escalier.

Fig.III.2 : Schéma statique de calcul de l'escalier

Fig. III.3 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

Fig. III.3.3 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.U

Fig. III.1.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

Fig. III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

Fig. III.2.1 : Schéma de la poutre palière.

Fig. III.2.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

Fig. III.2.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

Fig. III.3.1: Distribution des moments sur le panneau.

Fig. III.3.2 : Schéma statique de la poutrelle

Fig. III.3.2 : Coefficients forfaitaires sur appuis.

Fig. III.3.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

Fig. III.3.4 : diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

Fig. III.3.5 : Schéma statique de la poutrelle.

Fig. III.3.6 : Exposition de la méthode des trois moments.

Fig. III.3.7 : Schéma de la poutre décomposée.

Fig. III.3.8 : diagramme des moments fléchissant.

Fig. III.3.9 : diagramme des efforts tranchants.

Fig. III.3.10 : Schéma statique de la poutrelle.

Fig. III.3.11 : Valeurs des moments aux appuis.

Fig. III.3.12 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

Fig. III.3.13 : Diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

Fig. III.3.14 : Schéma statique de la poutrelle

Fig. III.3.15 : Coefficients forfaitaires sur appuis

Fig. III.3.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(KN.m)

Fig. III.4.1: Schéma de la cage d'ascenseur.

Fig. III.4.2: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

Fig. III.4.3: Distribution des moments sur le panneau.

Fig. III.5.1 : Schéma statique de la dalle pleine de type « console ».

Fig. III.6.1: Schéma statique d'une panne.

Fig.III.6.2: Schéma de chargement de chevron .

Fig. IV.1 : Modèle 3D de la structure.

Fig. IV.2 : Disposition des voiles dans les différents étages.

Fig. IV.3 : Spectre de réponse de calcul .

Fig. IV.4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

Fig. IV.5 : Efforts repris par l'ensemble selon E_y .

Fig. IV.6 : Efforts repris par les voiles selon E_x .

Fig. IV.7 : Efforts repris par les voiles selon E_y .

Fig. IV.8 : Efforts repris par les portiques selon E_x .

Fig. IV.9 : Efforts repris par les portiques selon E_y .

Fig. IV.10 : Charges verticales reprise par l'ensemble.

Fig. IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles.

Fig. IV.12 : Charges verticales reprise par les portiques.

Fig. IV.13 : Vérification des déplacements selon E_x .

Fig. IV.14 : Vérification des déplacements selon E_y .

Fig. IV.15 : Vérification des déplacements selon $E45$.

Fig. IV.16 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon E_x .

Fig. IV.17 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon E_y .

Fig. IV.18 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon $E45$.

Fig. V.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Fig. V.2 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

Fig. VI.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A.

Fig. VI.2 : Disposition des armatures SDA.

Fig. VI.4.1 Disposition des armatures dans les voiles.

Fig. VII.1 : Répartition des efforts dans la semelle filante.

Fig. VII.2 : Coupe verticale sur radier.

Fig. VII.3 : Diagramme des contraintes du sol.

Fig.VII.4 : Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable.

Fig.VII.5 : Schéma statique de la nervure.

Fig.VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU [KN.m].

Fig.VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU [KN].

Fig.VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS [KN.m].

Fig.VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m].

Fig.VII.9 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU [KN].

Fig.VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS [KN.m].

Fig. VIII.1 : Schéma du Voile plaque.

Fig. VIII.2 : Diagrammes des contraintes.

Liste des tableaux

Tableau. I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau B4.

Tableau IV.1 : Les valeurs de spectre de réponse

Tableau IV.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Tableau IV.3 : Périodes et participations massiques

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements relatifs.

Tableau VI.1 : Calcul des armatures dans le sens XX.

Tableau VI.2 : Calcul des armatures dans le sens YY.

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le sens XX.

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le sens YY.

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux

INTRODUCTION GENERALE

De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; Le séisme est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importante et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

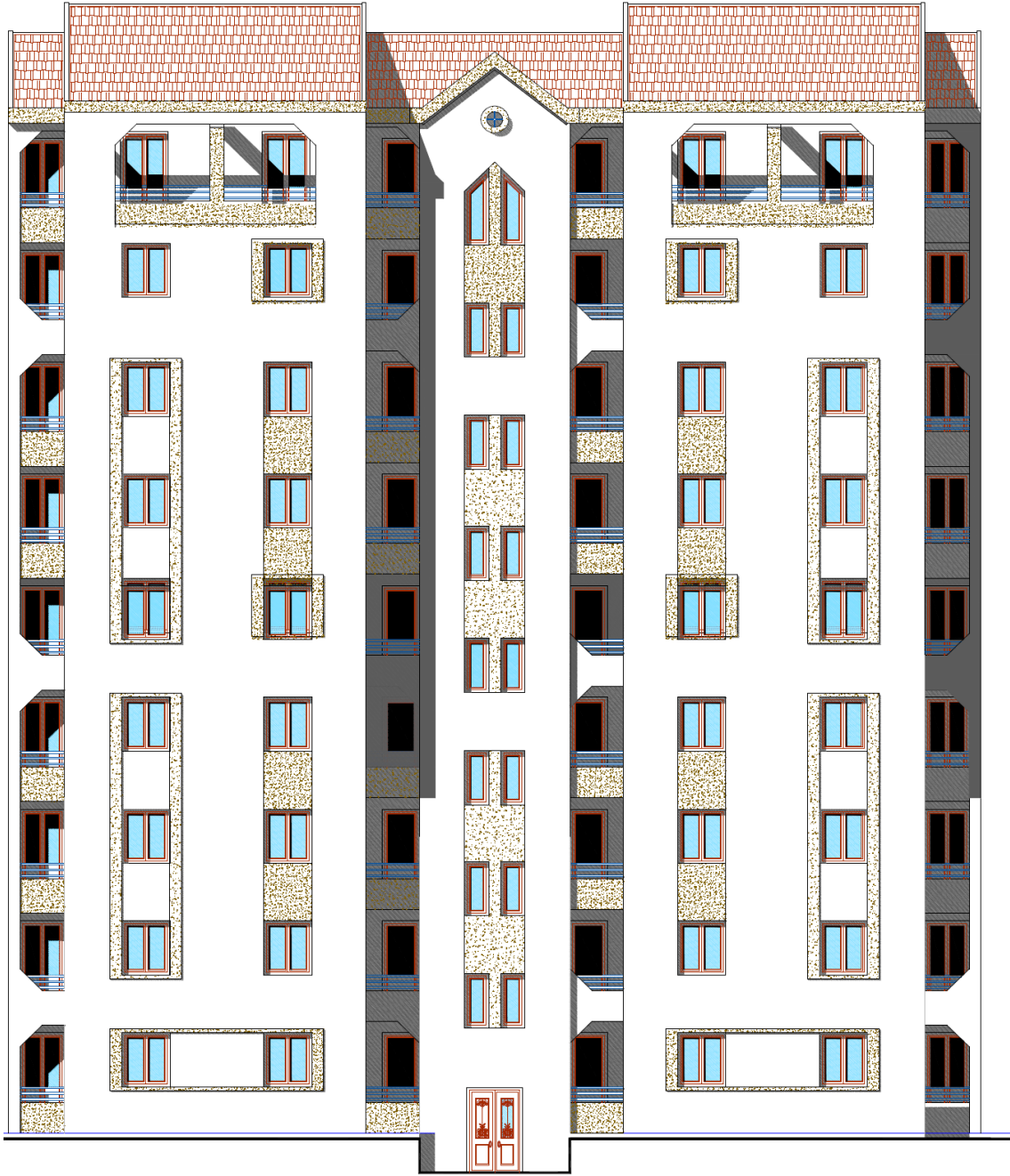
Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage, la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût, et ce, en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation de l'ouvrage ainsi que d'autres facteurs.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

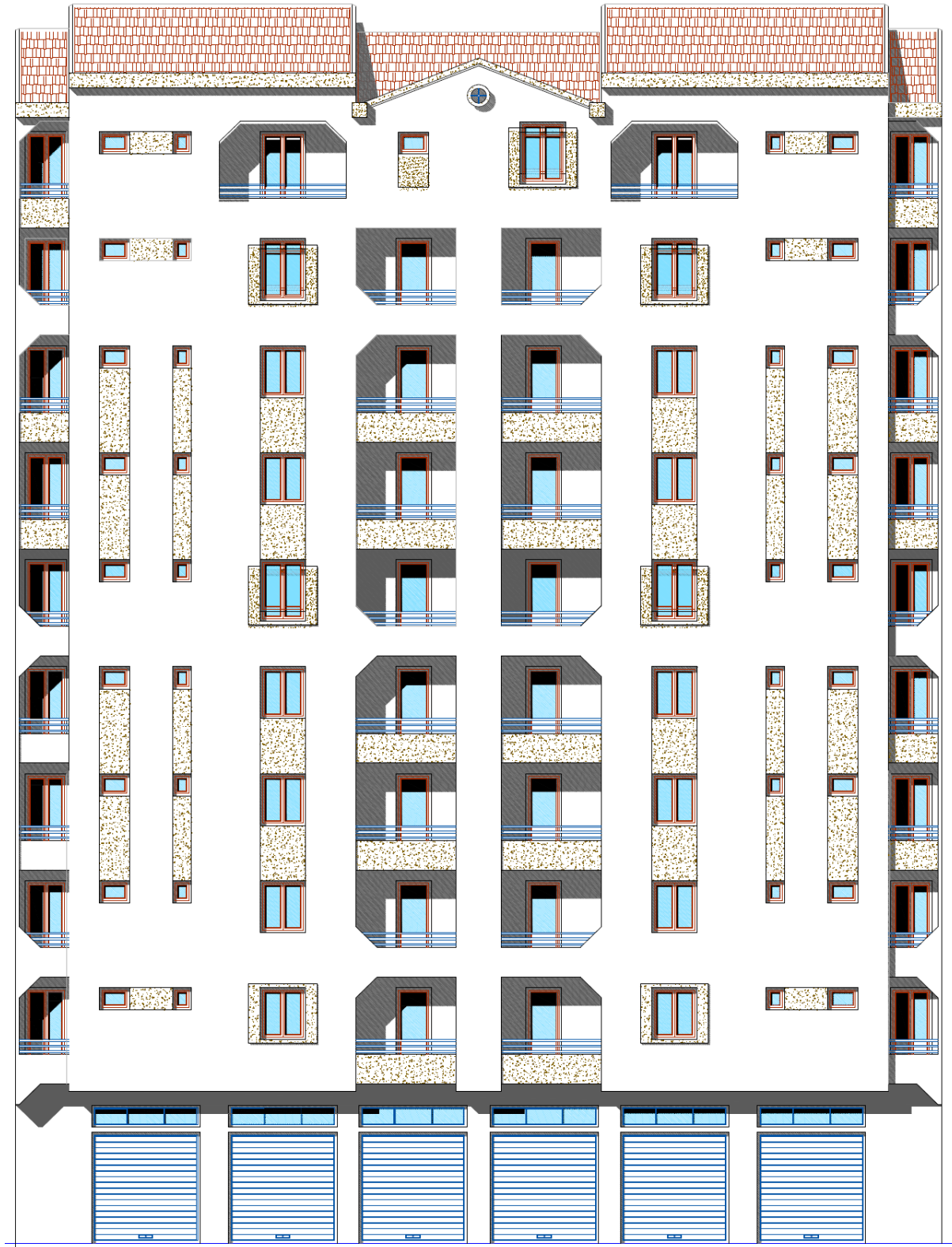
Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS a été menée pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (les poutres, les poteaux et les voiles).

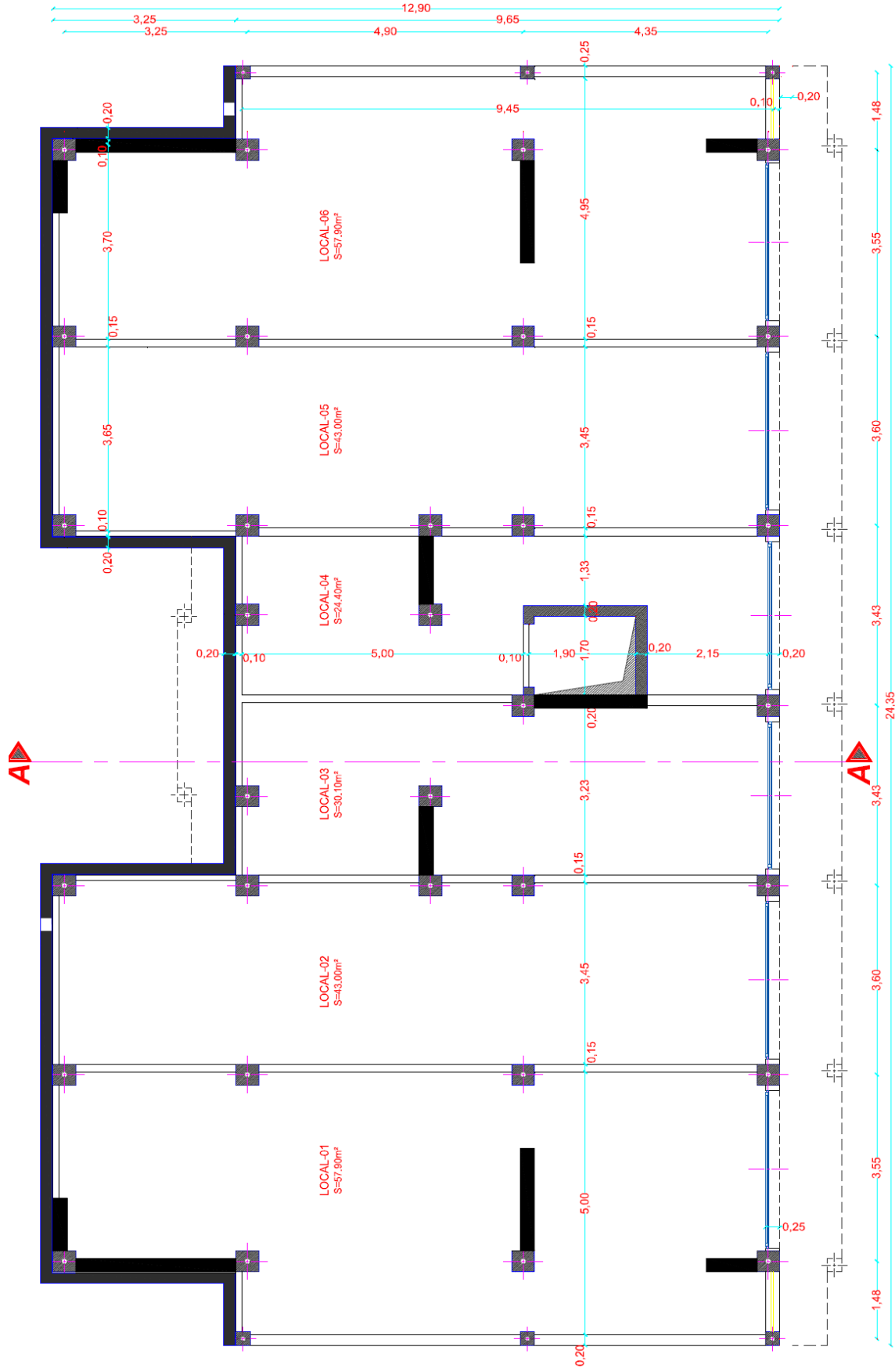
Pour finir ce projet, un radier nervuré est opté pour l'infrastructure, ce dernier est dimensionné et ferrillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.



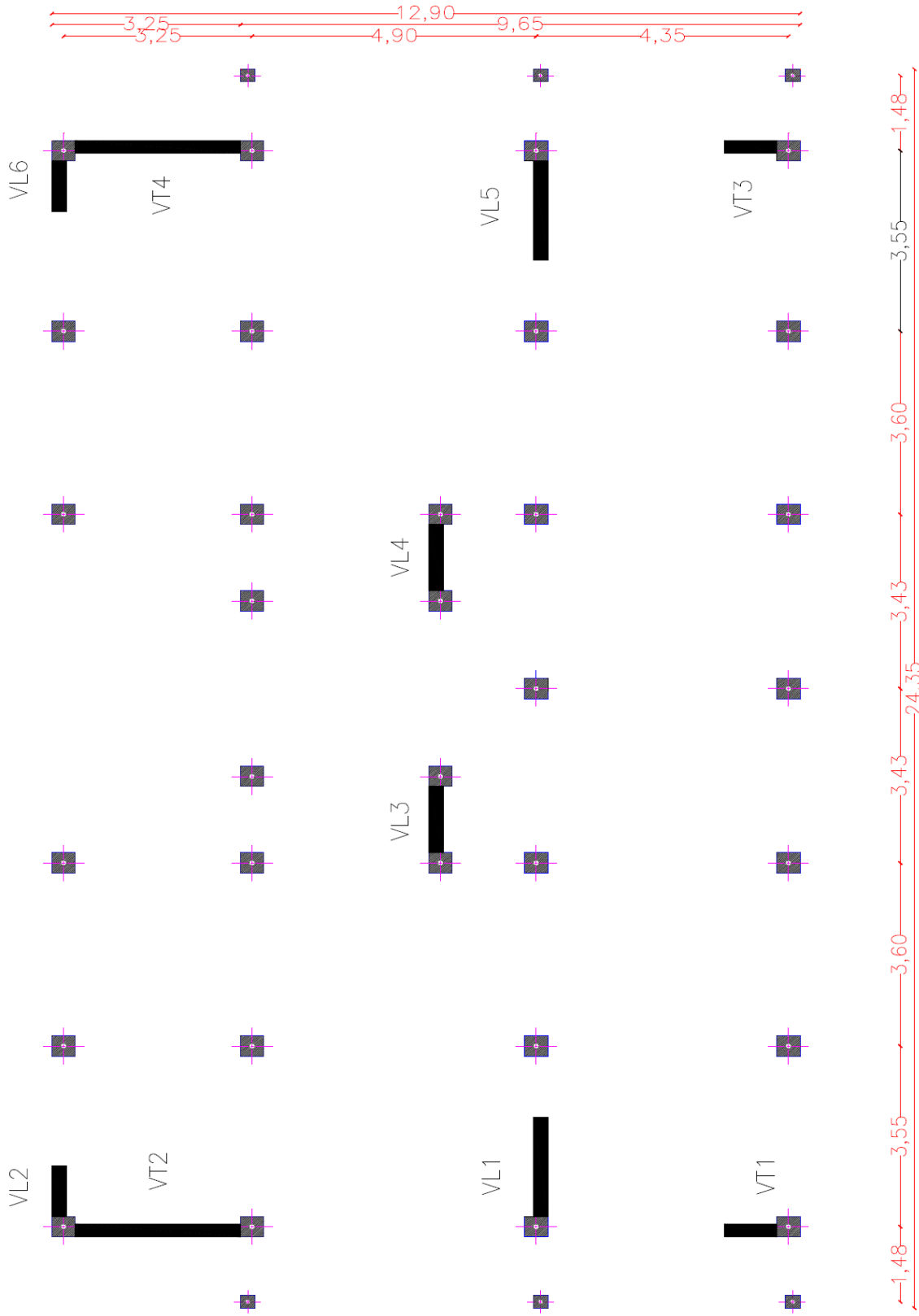
FAÇADE PRINCIPALE



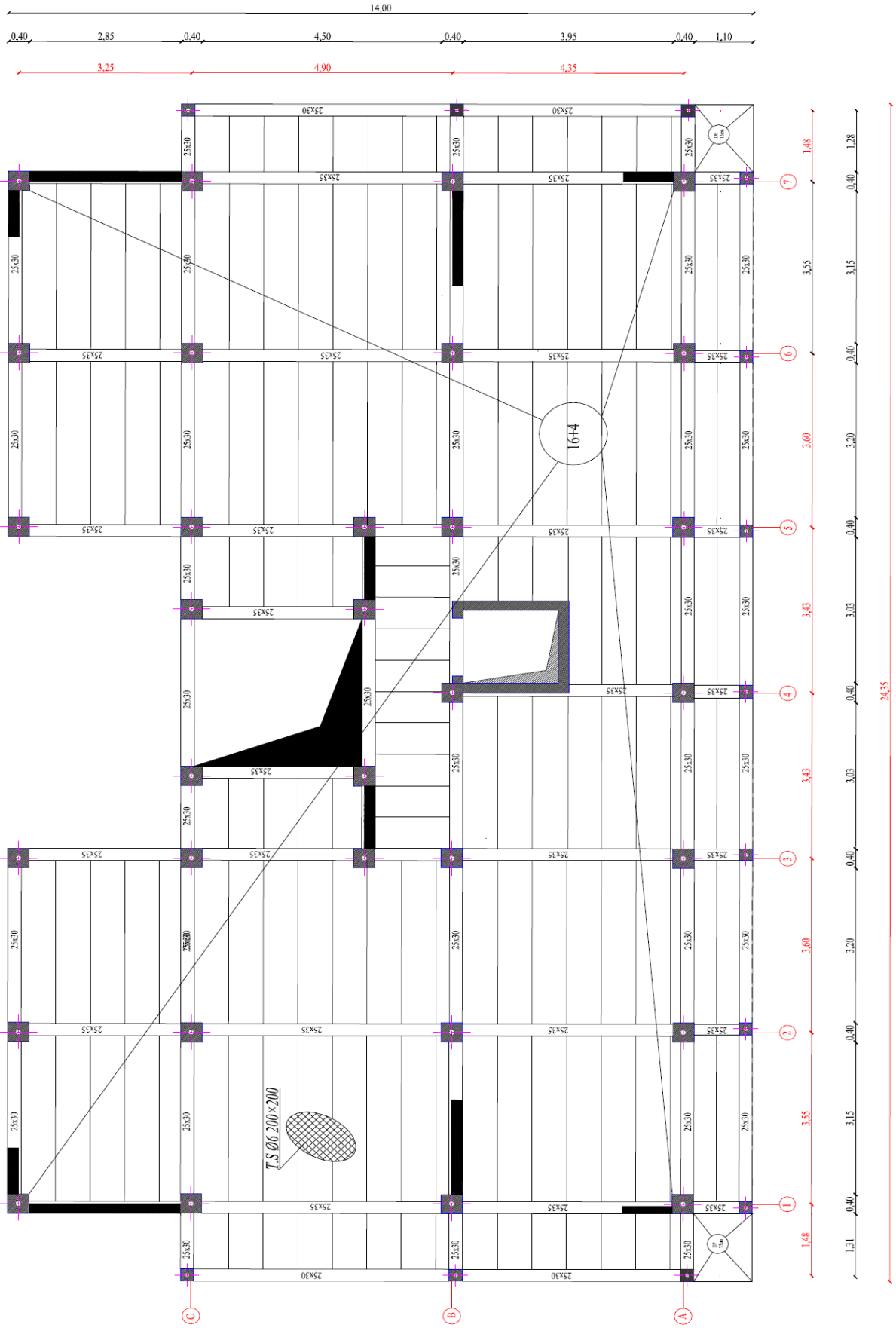
FAÇADE POSTERIEURE

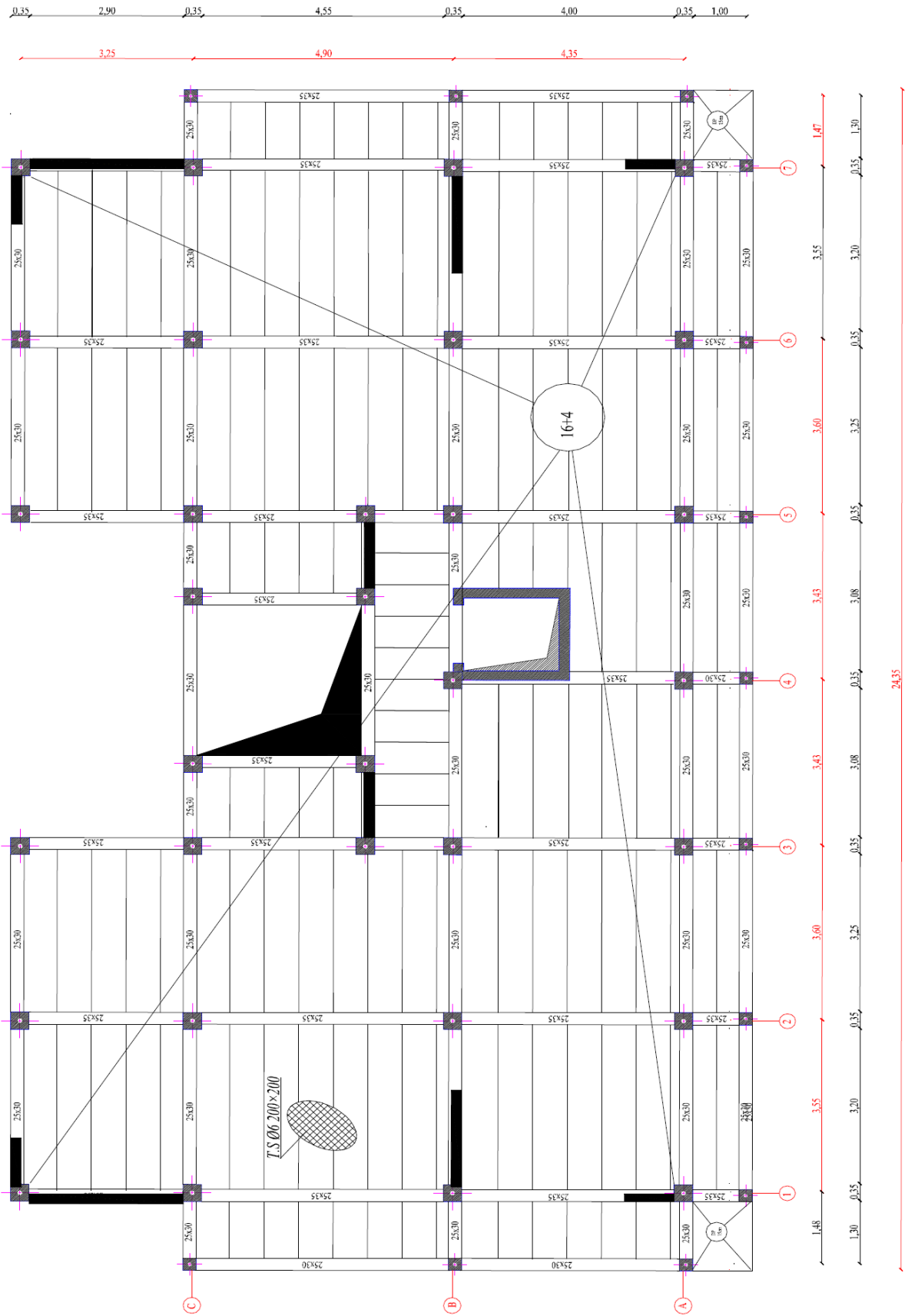


VUE EN PLAN ENTRE-SOL

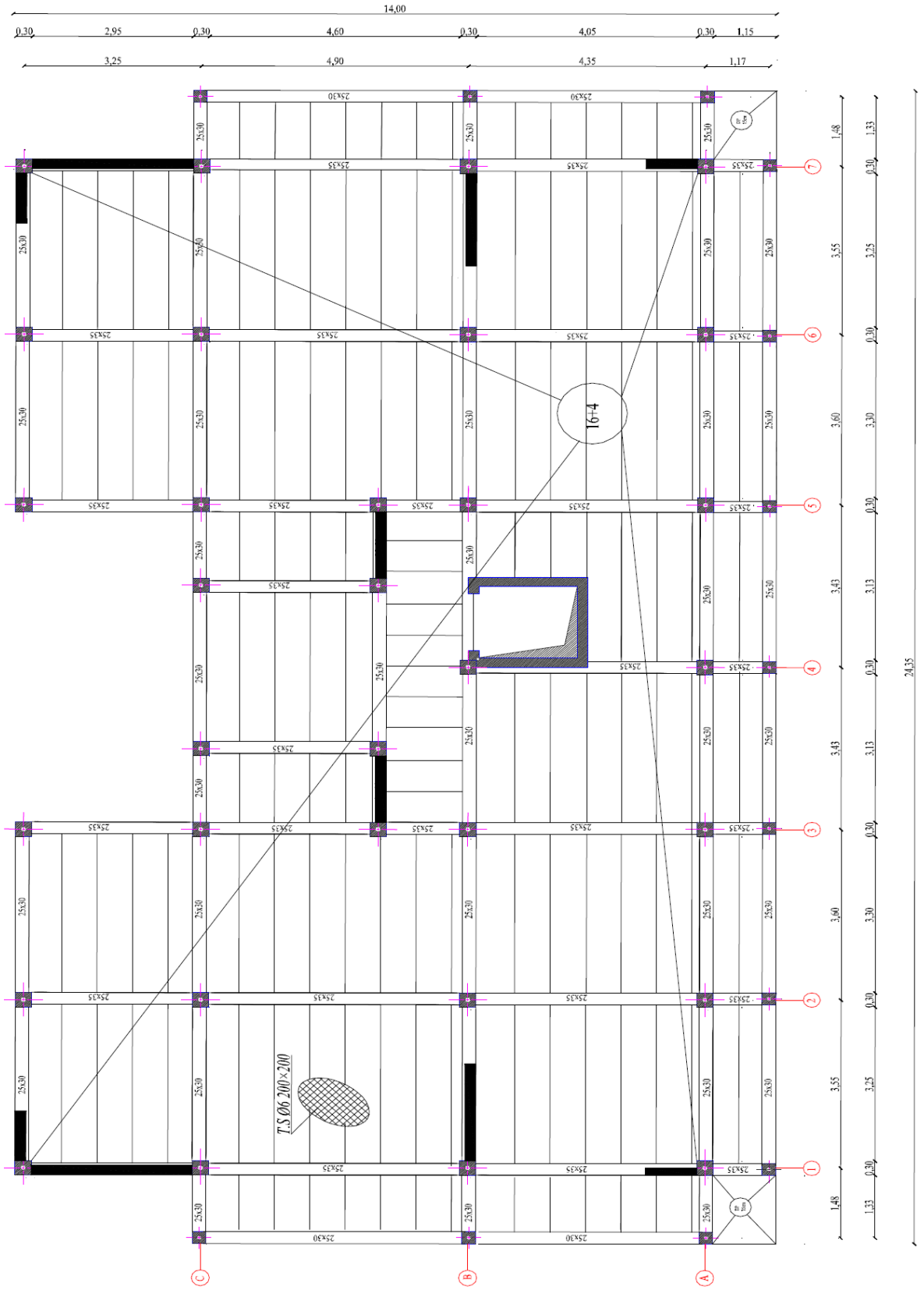


DISPOSITION DES VOILES

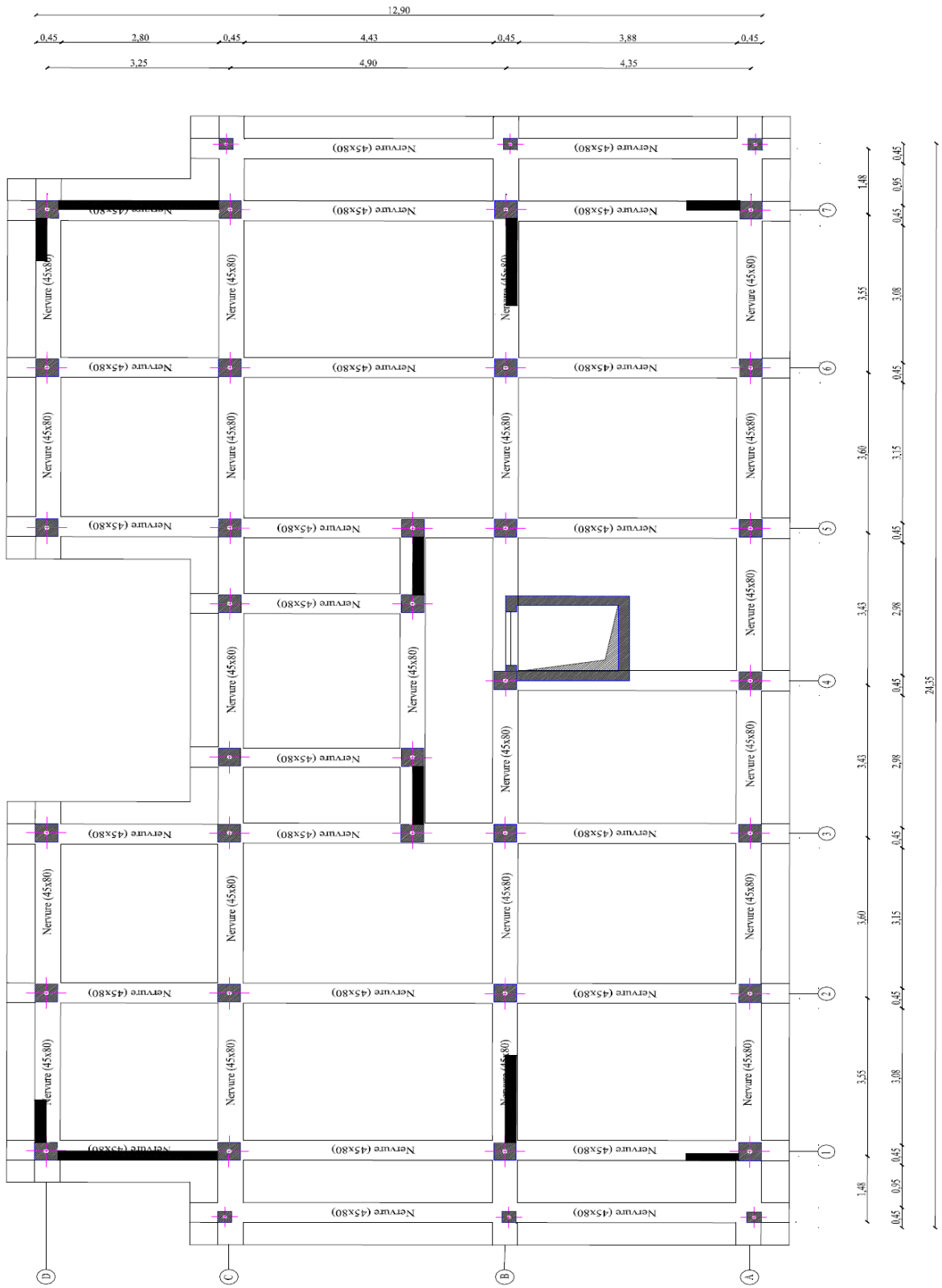




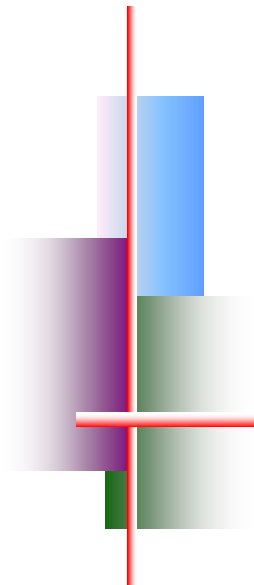
PLAN TERRASSE




PLAN TERRASSE



DISPOSITION DES VOILES



Chapitre 01



*Présentation de l'ouvrage
et caractéristiques des matériaux*

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude sismique d'un bâtiment (R+8 avec Sous sol) en béton armé à usage d'habitation et commercial.

Le bâtiment sera implantée à STIF, une région classée selon le RPA 99 modifié 2003 (Règlement Parasismique Algérien) comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a), groupe d'usage 2.

Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- Longueur du bloc : $L = 24,35 \text{ m}$
- Largeur du bloc : $l = 12,90 \text{ m}$
- hauteur d'étage courant : $h_e = 2,89 \text{ m}$
- hauteur du RDC : $h_{RDC} = 2,89 \text{ m}$
- hauteur de l'entre-sol : $h_{e-s} = 4,50 \text{ m}$
- hauteur total : $h_{Total} = 33.79 \text{ m}$

I.1.2 Les éléments de l'ouvrage :

L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux – poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

Les planchers :

1) plancher en corps creux :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

La séparation des différents étages d'une structure.

La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.

Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

Isolation acoustique et thermique entre étages.

Support des plafonds et revêtements.

2) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, panneau de la cage d'escalier de l'entrée principale, panneau de la dalle pleine du local machine.

Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier de type « escalier droit » reliant les différents étages; Ces escaliers comporteront deux volées adjacentes et un palier intermédiaire et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

les murs extérieurs: murs de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double oisoncl de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm(10+5+10).

les murs intérieurs: murs de séparation réalisés en simple cloison debriques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

Les revêtements :

Mortier de ciment pour les murs extérieures et façades.

Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines .

Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

Céramique pour les murs des cuisines et les salle d'eau.

Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre e les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

La toiture :

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme

l'illustre la figure ci-dessous

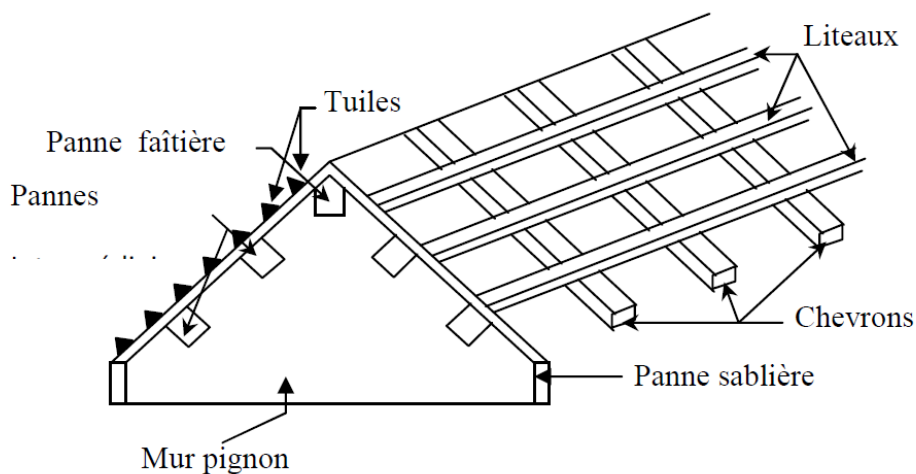


Fig. I.1 : Schéma descriptif de la toiture

Cage d'ascenseur :

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

Système de coffrage :

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton.

On opte :

pour le coffrage des portiques : un coffrage classique en bois.

pour le coffrage des voiles : un coffrage métallique.

Les fondations :

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.1.3 Réglementation utilisée :

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

RPA 99 VERSION 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).

CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

DTR-BC-2.2 (Document Technique Réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

RNV 99 (Règlement Neige et Vent).

I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grande dimension dépend d'un critère majeur qui est sa résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 sera utilisé pour cette étude ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) et le règlement neige et vent (RNV99).

I.2.1 Les différents états limites :

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calculée.

On distingue deux catégories d'états limites :

Les états limites ultimes (ELU) : dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

L'état limite ultime d'équilibre statique: glissement, renversement, tassement.

L'état limite ultime de résistance: concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

L'état limite de stabilité de forme: concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée se doit de résister au risque de flambement.

Les états limites de service (ELS) : dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

L'état limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des insuffisamment armatures protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

L'état limite de service de déformation: des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (comme la fissuration du carrelage sur une dalle trop fléchie).

I.2.2 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

Les actions permanentes(G) : s'appliquant pratiquement avec la même intensité endantp toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure
- Les charges de la superstructure (équipements fixes)

Les actions variables(Q_i): actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires (DTR-BC-22).

Les actions accidentelles : séisme, action du feu, chocs...etc.

I.2.3 Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique qui est le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton. Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre..... 380 à 450 cm³
- Gravier 750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPA325..... 325 Kg/m³
- Eau de gâchage..... 150 à 200 l/m³

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) est utilisée le plus souvent.

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, tel que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (f_{tj}) est conventionnellement définie par ces relations:

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

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

Pour $j = 28$ j, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa}$.

c) Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1 du

$$\text{BAEL91 :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{Mpa}]$$

γ_b : coefficient de sécurité.

- pour $\gamma_b = 1,50$ (en situation courante) $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$.

- pour $\gamma_b = 1,15$ (en situation accidentelle) $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$.

θ : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. I.2).

Ce diagramme est constitué :

D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation

$$\text{relative} : 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$$

D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$$

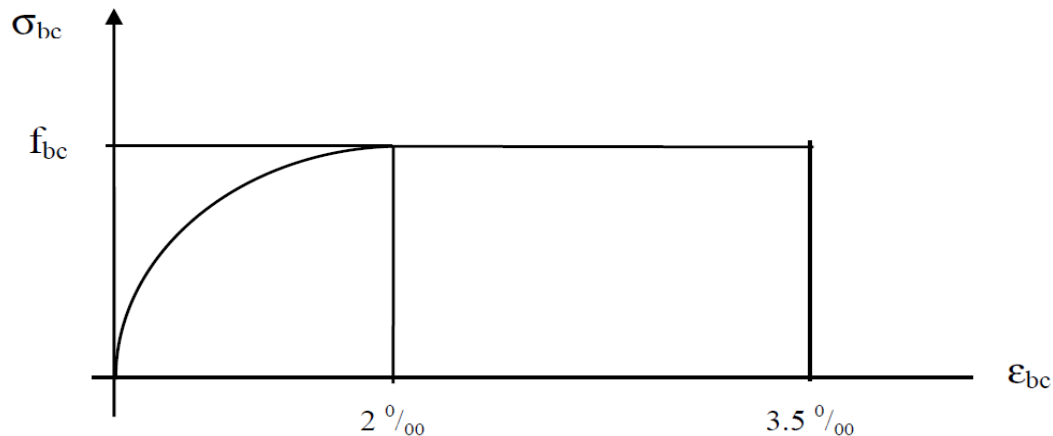


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

d) Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire:

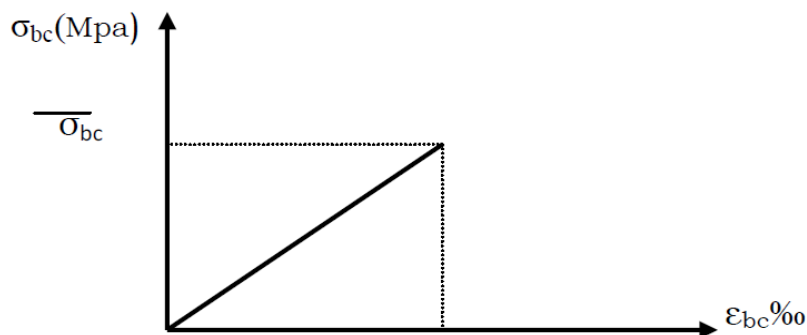


Fig. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

e) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article A.5.1-2-1 du BAEL

$$91 \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

f) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

- Module d'élasticité instantanée:(Article A.2.1-2-1 du BAEL 91).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24heures (chargement de courte durée), il en résulte un module égal à :

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

Dans notre cas : $E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$.

- Module d'élasticité différée Article: A.2.1-2-2 du BAEL 91

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

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

Dans notre cas : $E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$.

- Module d'élasticité transversale:

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de POISSON, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

$$\nu = 0 (\text{cas des états limites ultimes}).$$

$$\nu = 0,2 (\text{cas des états limitent de service}).$$

II.2.4 Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).

Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψ_s]
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau. I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$ Mpa (article A.2.2-1 du BAEL 91)

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

b) Coefficient de POISSON :

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$

Contrainte limite de l'acier :

Etat limite ultime :

Diagramme « contrainte – déformation » :

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :

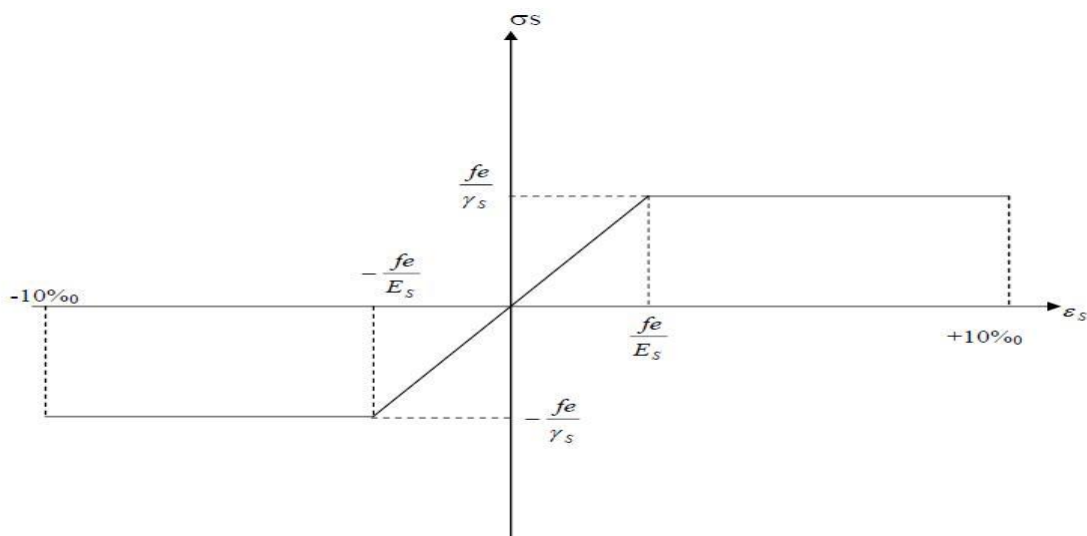


Fig. I.4 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU)

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'article A.4.3-2 du BAEL 91 :

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

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

- pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

- Pour les aciers HA (FeE400) : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

- Pour les treillis soudés TL520 : $\sigma_s = 452,17 \text{ Mpa}$

Etat limite de service :

Les contraintes limites de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures dont il est nécessaire de limiter et ce, a cause des risques de corrosion des armatures.

Il y a trois cas de fissurations d'après les règles de l'article A.4.5-3 du BAEL 91 :

Fissurations peu nuisible : Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

Fissurations préjudiciables: Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}] [\text{Mpa}].$$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les aciers (HA) si $\phi < 6 \text{ mm}$.

On obtient donc les valeurs suivantes :

- pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6 \text{ mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ [Mpa]}$.

- pour les aciers (HA) si $\phi < 6 \text{ mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 181,75) = 181,75 \text{ [Mpa]}$.

Fissurations très préjudiciables: Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{St}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}] [\text{Mpa}].$$

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA)

On obtient donc la valeur suivante : $\sigma_{St} \leq 161,30 \text{ [Mpa]}$.

d) Protection des armatures :

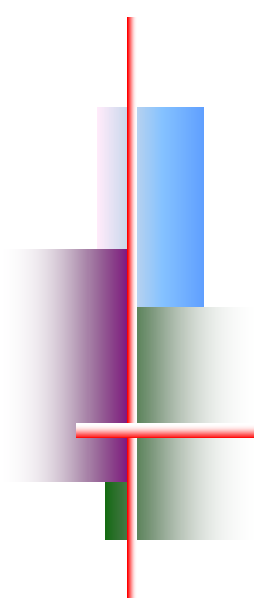
D'après l'article A.7.2-4 du BAEL91, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit :

c ≥ 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

c ≥ 3cm : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).

c ≥ 1cm : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Dans notre cas $c = 2 \text{ cm}$.



Chapitre 02



*Prédimensionnement des éléments
et descente de charges*

II.1 pré-dimensionnement des éléments :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

II.1.1 Pré-dimensionnement des planchers :

Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{320}{22,5}$$

Donc : $h_t \geq 14,22 \text{ cm}$

Épaisseur adoptée: plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

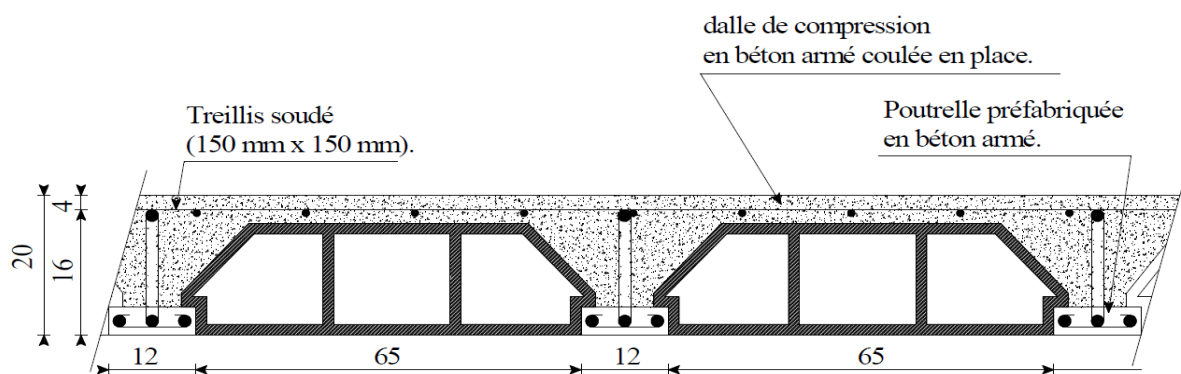


Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Plancher en dalle pleine :

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- Condition de résistance à la flexion :

a) Panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :

Si $\alpha \leq 0,4$: $e_p \geq l_x / 25$

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $e_p \geq l_x / 30$

Avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

l_x : petit coté du panneau de dalle considéré.

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

b) Panneau de la cage d'escalier à l'entrée :

$$\alpha = 2,85 / 3,05 = 0,93 \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 285 / 30 = 9,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 15 \text{ cm}$.

c) Panneau de la dalle pleine du local machine :

$$= 1,50 / 1,80 = 0,83 \longrightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 150 / 30 = 5 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 15 \text{ cm}$.

- Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

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

On opte pour une épaisseur de 15 cm .

II.1.2 Pré-dimensionnement des poutres :

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

On distingue :

Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

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

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

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

Poutres principales : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 490 - 40 = 450 \text{ cm}$$

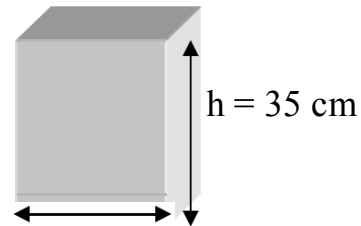
$$450/15 \leq h \leq 450/10$$

$$\text{Donc : } 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : b = 25 cm



b = 25 cm
Poutre principale

Poutres secondaires : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

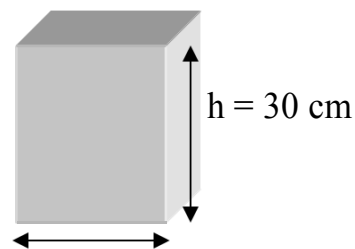
$$320/15 \leq h \leq 320/10$$

$$\text{Donc : } 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : h = 30 cm

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Par conséquent, nous retiendrons $b = 25 \text{ cm}$



b = 25 cm
Poutre secondaire

On prend : b = 25 cm

-Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003:

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à

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

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

Poutres principales :

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 35/25 = 1,4 < 4$$

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Poutres secondaires :**

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

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

$$h/b = 30/25 = 1,2 < 4$$

Les conditions sont vérifiées

➤ **Conclusion :** les sections à adopter sont :

- Poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

II.1.3 Pré-dimensionnement des voiles :

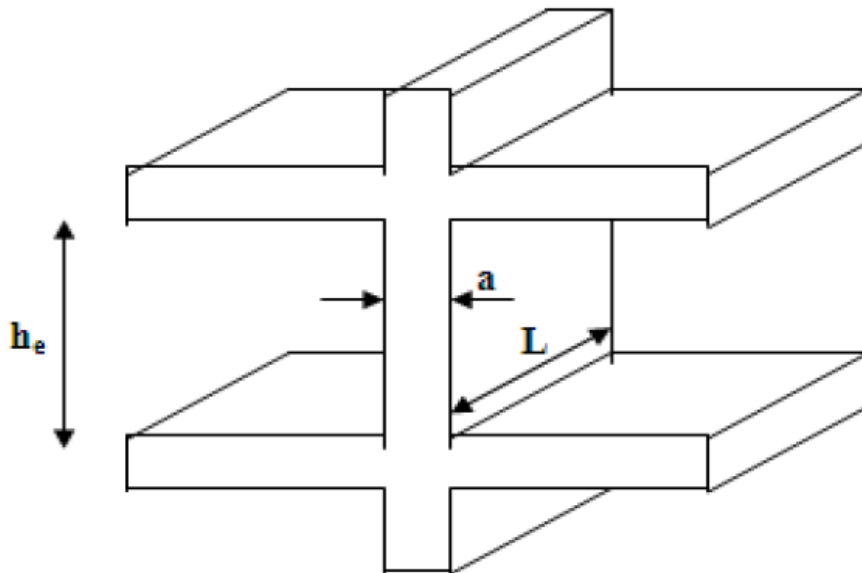
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

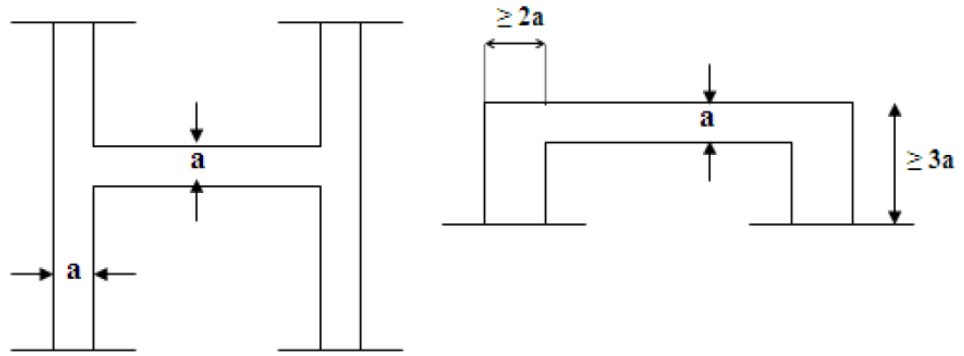
L_{\min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseur du voile.

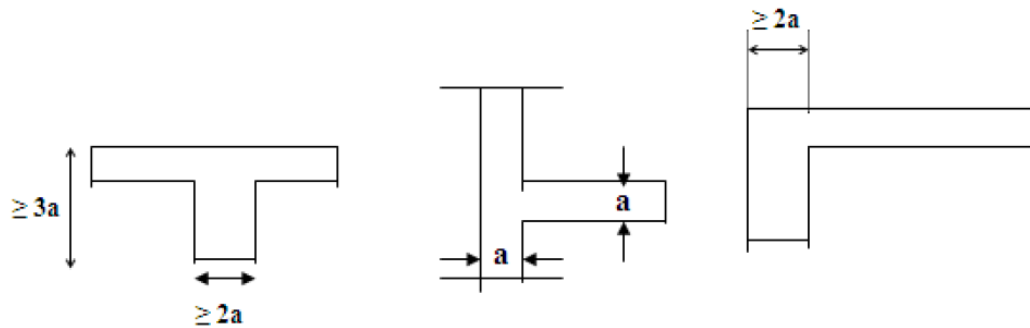
L'épaisseur minimale est de 15 cm.



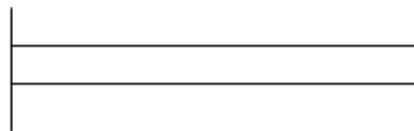
L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



$$a \geq \frac{h_e}{25}$$



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

a) Entresol :

$$h_e = 4,50 - 0,20 = 4,30 \text{ m}$$

20 cm : épaisseur du plancher (16+4)

$$a \geq h_e / 20$$

$$\text{Donc : } a \geq (430/20) = 21,5 \text{ cm}$$

➤ **On opte pour : a = 25 cm**

b) RDC et étages courants :

$$h_e = 2,89 - 0,20 = 2,69 \text{ m}$$

$$a \geq (269/20) = 13,45 \text{ cm}$$

➤ On opte pour : $a = 20 \text{ cm}$

– Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$$L_{\min} = 0,9 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \text{ ® La condition est vérifiée.}$$

II.1.4 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

$$N_s = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ (avec h_e = hauteur d'étage)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S = N / \bar{\sigma}_{bc}$

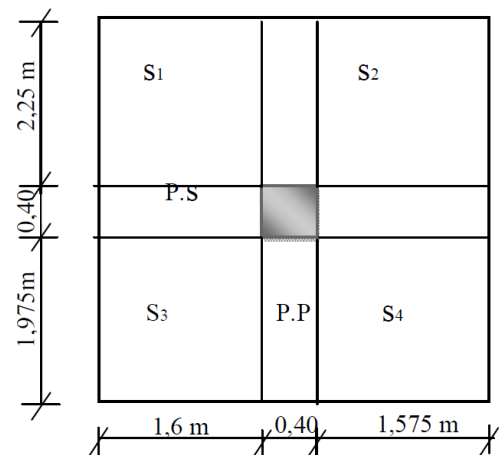
N : effort de compression déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression tel que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

- Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (B-2) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge

-Position du poteau le plus sollicité



II.2 Décente de charges :

La surface revenant aux poteaux :

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

$$S_1 = 2,25 \times 1,6 = 3,6 \text{ m}^2$$

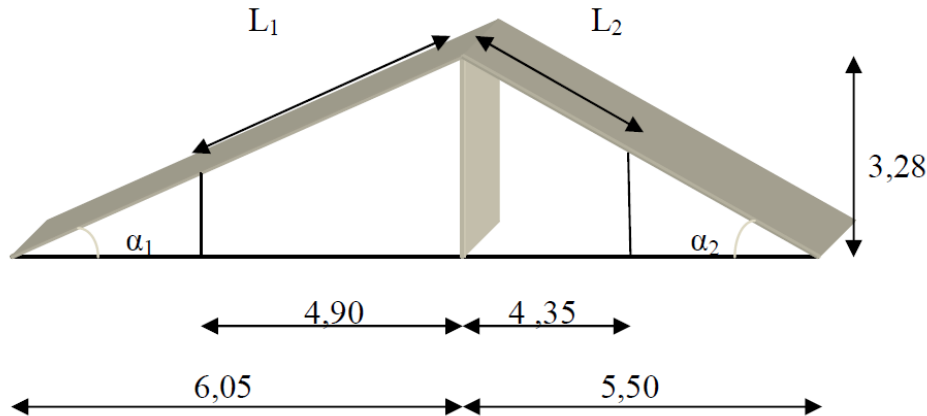
$$S_2 = 2,25 \times 1,575 = 3,54 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,975 \times 1,6 = 3,16 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,975 \times 1,575 = 3,11 \text{ m}^2$$

$$S = 13,41 \text{ m}^2$$

- La surface horizontale de la toiture revenant au poteau est :
 $S' = 3,575 \times 4,625 = 16,53 \text{ m}^2$
- La surface inclinée de la toiture revenant au poteau :



- Calcul de l'angle α_1 et α_2 :
 $\text{tg } \alpha_1 = 3,28/6,05 \rightarrow \alpha_1 = 28,46^\circ$
 $\text{tg } \alpha_2 = 3,28/5,50 \rightarrow \alpha_2 = 30,81^\circ$
- Calcul de L_1 et L_2 :
 $L_1 = 4,90/\cos \alpha_1 = 5,57 \text{ m}$
 $L_2 = 4,35/\cos \alpha_2 = 5,06 \text{ m}$
- Calcul de la surface inclinée St :

$$St = 2\left(\frac{L_1}{2} \times \frac{3,60}{2}\right) + 2\left(\frac{L_2}{2} \times \frac{3,60}{2}\right) = 19,13 \text{ m}^2$$

a) Les charges permanentes :

• **Toiture :**

- Couverture en tuile mécanique (linteau compris).....0,45 KN/m²
- Pannes+chevrons+fixation.....0,1 KN/m²
- Mur de séparation ($e_p=10\text{cm}$).....0,90 KN/m²

$G_T = 1,45 \text{ KN/m}^2$

• **Plancher terrasse sous toiture (corps creux) :**

- Plancher corps creux (16+4).....2,8 KN/m²
- Enduit plâtre ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,2 KN/m²

$G_T = 3,00 \text{ KN/m}^2$

• **Plancher étage courant :**

- Carrelage scellé ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,44 KN/m²
- Mortier de pose ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,44 KN/m²
- Lit de sable ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,36 KN/m²
- Plancher corps creux ($e_p=20 \text{ cm}$).....2,8 KN/m²
- Enduit plâtre ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,20 KN/m²
- Cloisons intérieures + enduit1,1 KN/m²

$G_{PC} = 5,34 \text{ KN/m}^2$

• **Dalle pleine (cage d'escalier, balcon et séchoir):**

- Carrelage scellé ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,44 KN/m²
- Mortier de pose ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,44 KN/m²
- Lit de sable ($e_p=2 \text{ cm}$).....0,36 KN/m²

- Dalle pleine ($e_p=15$ cm).....3,75 KN/m²
 - Enduit de ciment ($e_p= 2$ cm).....0,36 KN/m²
- G_{PC}=5,35 KN/m²**

• **Les murs :**

- **Murs extérieurs :**

- Enduit de ciment ($e_p=2$ cm).....0,36 KN/m²
 - Brique creuse ($e_p=10$ cm).....1,80 KN/m²
 - Enduit plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
- G_{ME}=2,36 KN/m²**

- **Murs intérieurs :**

- Enduit de plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
 - Brique creuse ($e_p=10$ cm).....0,90 KN/m²
 - Enduit de plâtre ($e_p=2$ cm).....0,20 KN/m²
- G_{MI}=1,30 KN/m²**

❖ **Poids des niveaux :**

➤ **Niveau toiture :**

- P toiture = $(19,13 \times 0,55) + (16,53 \times 0,90) = 25,39$ KN
 - P poutre = $(0,40 \times 0,40 \times 5,58) \times 25 + (0,40 \times 0,40 \times 3,60) \times 25 = 36,72$ KN
 - P poteau = $(0,40 \times 0,40 \times 2,61) \times 25 = 10,44$ KN
- P total = 72,55 KN**

➤ **Niveau planché sous toiture :**

- P planché = $13,41 \times 3,00 = 40,23$ KN
 - P poutres principales = $(0,25 \times 0,40) \times 4,625 \times 25 = 11,56$ KN
 - P poutres secondaires = $(0,25 \times 0,30) \times 3,575 \times 25 = 6,70$ KN
 - P poteau = $(0,4 \times 0,4 \times 2,89) \times 25 = 11,56$ KN
- P total = 70,05 KN**

➤ **Niveau étage courant :**

- P planché = $13,41 \times 5,34 = 71,6$ KN
 - P poutres principales = $(0,25 \times 0,40) \times 4,625 \times 25 = 11,56$ KN
 - P poutres secondaires = $(0,25 \times 0,30) \times 3,575 \times 25 = 6,70$ KN
 - P poteau = $(0,4 \times 0,4 \times 2,89) \times 25 = 11,56$ KN
- P total = 101,48 KN**

b) Les surcharges d’exploitations :

- Plancher toitureQ = 1,00 KN/m²
- Plancher étage courant.....Q = 1,50 KN/m²
- Plancher entresol.....Q = 1,50 KN/m²

➤ **Loi de dégression des surcharges :**

Le document technique réglementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d’exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l’application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes). (Q_0) étant la surcharge d’exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment. ($Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$) sont les surcharges d’exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d’exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

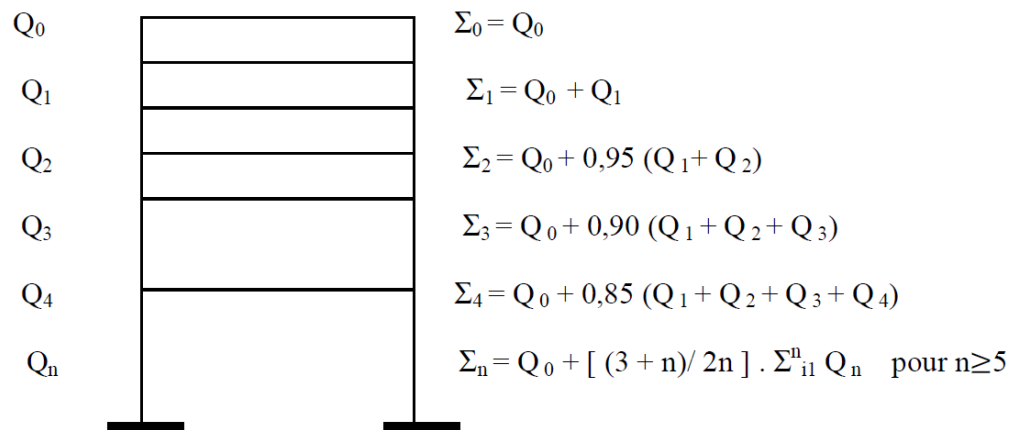


Fig. II.2: Loi de dégression des surcharges.

❖ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	Toiture	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	Entre sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65

➤ Surcharges Cumulées :

Toiture = Q_0

08ème = $Q_0 + Q_1$

07ème = $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

06ème = $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

05ème = $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

04ème = $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

03ème = $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

02ème = $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

01ème = $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

RDC = $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Entre-sol = $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

➤ Application numérique :

Toiture = $16,53 \times 1 = 16,53$ KN.

08ème = $16,53 + (16,53 \times 1,5) = 41,32$ KN.

07ème = $16,53 + 0,95 (2 \times 24,79) = 63,63$ KN.

06ème = $16,53 + 0,90 (3 \times 24,79) = 83,46$ KN.

05ème = $16,53 + 0,85 (4 \times 24,79) = 100,81$ KN.

04ème = $16,53 + 0,80 (5 \times 24,79) = 115,69$ KN.

03ème = $16,53 + 0,75 (6 \times 24,79) = 128,08$ KN.

02ème = $16,53 + 0,714 (7 \times 24,79) = 140,43$ KN.

01ème = $16,53 + 0,687 (8 \times 24,79) = 152,77$ KN.

(Q₀) : surcharges d'exploitation de la toiture.

$Q_0 = 1 \times 16,53 = 16,53 \text{ KN}$

➤ De (Q₁) à (Q₁₀) : surcharges d'exploitation des planchers d'étage courant (habitations)

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{10} = 1,5 \times 16,53 = 24,79 \text{ KN}$

❖ **Dimensionnement des poteaux :**

Niv	CHARGES PERMANENTES (KN)					CHARGES D'EXPLOITATION		EFFORT NORMAL	SECTION (Cm ²)	
	G Plancher	G Poutre	G Poteau	G Total	G Cumulé	Q Plancher	Q Cumulé	G _c + Q _c	$S \geq N / \bar{\sigma}_{bc}$	ADOPTÉE
Toiture	25,39	36,72	10,44	72,55	72,55	16,53	16,53	89,08	59,38	30 x 30
08	40,23	18,26	11,56	70,05	142,6	24,79	41,32	183,92	122,61	30 x 30
07	71,6	18,26	11,56	101,48	244,08	24,79	63,63	307,71	205,14	35 x 35
06	71,6	18,26	11,56	101,48	345,56	24,79	83,46	429,02	286,01	35 x 35
05	71,6	18,26	11,56	101,48	447,04	24,79	100,81	547,85	365,23	35 x 35
04	71,6	18,26	11,56	101,48	548,52	24,79	115,69	664,21	442,80	35x 35
03	71,6	18,26	11,56	101,48	650,00	24,79	128,08	778,08	518,72	40 x40
02	71,6	18,26	11,56	101,48	751,48	24,79	140,43	891,91	594,60	40 x 40
01	71,6	18,26	11,56	101,48	852,96	24,79	152,77	1005,73	670,48	40 x 40
RDC	71,6	18,26	11,56	101,48	954,44	24,79	165,12	1119,56	746,37	40 x 40
E-Sol	71,6	18,26	18,00	107,86	1062,3	24,79	177,66	1239,96	826,64	40 x 40

Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau B4.

- **Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :**
- **Poteau de la toiture et 8^{ème} étage : poteau (30 × 30)**
 - $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
 - $\text{Min}(30, 30) \geq h_e / 20 = 13,05 \text{ cm}$ Vérifiée
 - $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée
- **Poteau d'étage courant (4^{ème} au 7^{ème} étage) : poteau (35 × 35)**
 - $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée

- $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 14,45 \text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée

- Poteaux d'entre sol au 3^{ème} étage : poteau (40 × 40)

- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 14,45 \text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots(1)$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0$) (2)

i : Rayon de giration ($i = [I / A]^{1/2}$)(3)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12$)(4)

A : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b$)(5)

L_0 : hauteur libre du poteau.

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve : $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

▪ **Poteau de section (40 x 40) :**

➤ pour $L_0 = 2,89 - 0,30 = 2,59 \text{ m}$

$b = 0,40 \text{ m}$

$\lambda = (2,42 \times 2,59) / 0,40 = 15,66 < 50$ Vérifiée

➤ pour $L_0 = 4,50 - 0,30 = 4,20 \text{ m}$

$b = 0,40 \text{ m}$

$\lambda = (2,42 \times 4,20) / 0,40 = 25,41 < 50$ Vérifiée

▪ **Poteau de section (35 x 35):**

$L_0 = 2,89 - 0,30 = 2,59 \text{ m}$

$b = 0,35 \text{ m}$

$\lambda = (2,42 \times 2,59) / 0,35 = 17,9 < 50$ Vérifiée

▪ **Poteau de section (30 x 30):**

$L_0 = 2,61 \text{ m}$

$b = 0,30 \text{ m}$

$\lambda = (2,42 \times 2,61) / 0,30 = 21,05 < 50$ Vérifiée

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Récapitulatif :

- Poutres :

- Poutres principales : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Poteaux :

- Poteau E- sol au 3^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 4^{ème} au 7^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 8^{ème} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poteaux de la toiture : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- **Voiles E-sol** : épaisseur de 25 cm.

- **Voiles étage courant** : épaisseur de 20 cm.

- **Plancher en corps creux** : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

- **Plancher en dalle pleine** : plancher de 15 cm d'épaisseur.



Chapitre 03



*Calcul des éléments
secondaires*

III.1 Calcul de l'escalier :

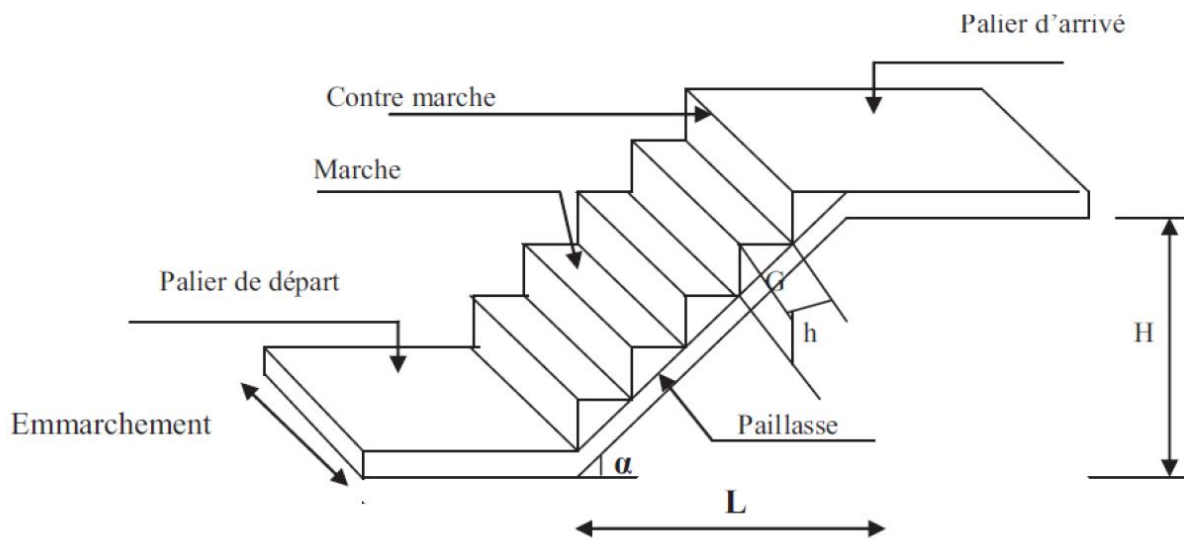


Fig. III.1 : Terminologie de l'escalier.

- g : largeur de la marche (giron).
 - h : hauteur de la contre marche.
 - e : épaisseur de la paillasse et de palier.
 - H : hauteur de la volée.
 - L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
 - l : portée de la paillasse.
 - l₁ : longueur de la paillasse projetée.
 - l₂ : largeur du palier.
- Dans notre ouvrage, on aura à étudier un type d'escalier :

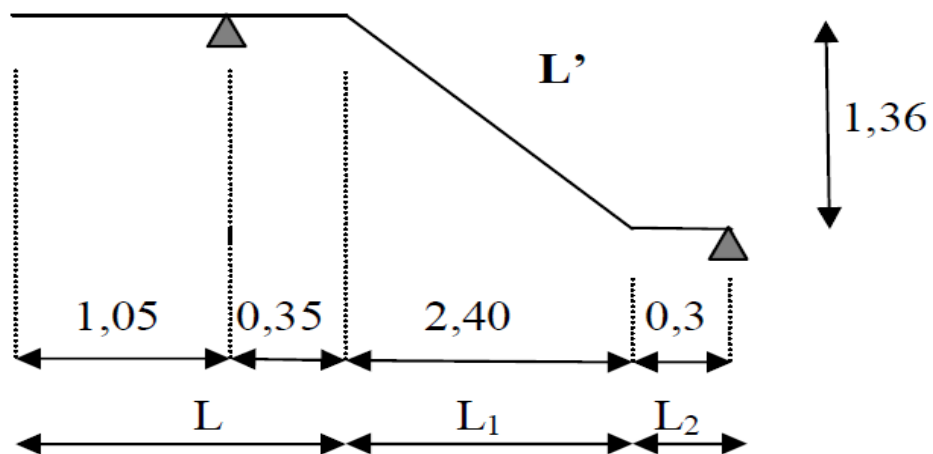


Fig.III.2 : Schéma statique de calcul de l'escalier

III.1.1 Dimensionnement :

n : nombre de contre marche.

$m = n-1$: nombre de marche pour une volée

$H=1,36$ m Soit une volée de 1,36 m de hauteur.

▪ **Formule de BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$.

• **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

- **Le nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \quad \text{Soit : } n=8 \text{ contres marche.}$$

$$\Rightarrow n-1=8-1=7$$

- **Le giron g :**

$$g = \frac{210}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

• **vérification de la loi de BLONDEL :**

$$60 \leq g + 2h \leq 66$$

$$30 + 2 \cdot (17) = 64 \text{ cm}$$

\Leftrightarrow La condition est vérifiée

Alors :

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

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

• **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec :

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,61^\circ$$

$$L' = L / \cos \alpha \longrightarrow L' = 210 / \cos 32,61$$

$$L' = 2,50 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2$$

$$L_0 = 0,35 + 2,50 + 0,30 = 3,15 \text{ m}$$

$$315 / 30 \leq e_p \leq 315 / 20 \rightarrow 10,50 \leq e_p \leq 15,75$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.1.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

a) Détermination des charges et des surcharges :➤ **La volée :**

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN /m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{1}{\cos 32,61} \times 0,15 \times 25 = 4,43 \text{ KN/m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3$; $e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3$; $e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}$
- Carreaux Grés Céramie (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20 \text{ KN/m}$
- Poids du garde corps..... = $0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre (2cm; $r = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$

$$G = 7,95 \text{ KN/m}$$

➤ **Palier :**

- Poids propre du palier : $25 \times 0,15 \times 1 \text{m}$ = $3,75 \text{ KN/m}$
- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 \text{m}$ = $0,44 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose : $0,02 \times 22 \times 1 \text{m}$ = $0,44 \text{ KN/m}$
- Enduit ciment = $0,33 \text{ KN/m}$
- Couche de sable = $0,36 \text{ KN/m}$

$$G = 5,32 \text{ KN/m}$$

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$.

b) Combinaisons de charges :

A l'état limite ultime (ELU) : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

- Volée : $q_u^v = 1,35 \times 7,95 + 1,5 \times 2,5 = 14,48 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_u^p = 1,35 \times 5,32 + 1,5 \times 2,5 = 10,93 \text{ KN/ml}$

- Charge concentrée : $q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 2,36 \times (2,89 - 0,20) = 8,57 \text{ KN}$

A l'état limite de service (ELS) : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

- Volée : $q_s^v = 1 \times 7,95 + 1 \times 2,5 = 10,45 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_s^p = 1 \times 5,32 + 1 \times 2,5 = 7,82 \text{ KN/ml}$

- Charge concentrée : $q_s^{\text{mur}} = 1 \times 2,36 \times (2,89 - 0,20) = 6,34 \text{ KN}$

III.1.2.1 Calcul à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

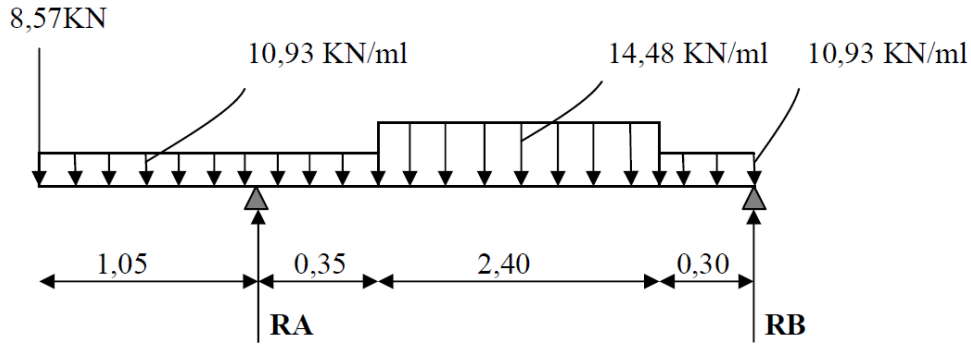


Fig. III.3 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow 2,40 q_u^v + 1,40 q_u^p + 0,3 q_u^p + q_u^{mur} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (2,40 \times 14,48) + (1,40 \times 10,93) + (0,30 \times 10,93) + 8,57 = 61,90 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3,05 R_A = (10,93 \times 1,4 \times 3,4) + (14,48 \times 2,4 \times 1,5) + (10,93 \times 0,30 \times 0,3/2) + (8,57 \times 4,1)$$

$$\Rightarrow R_A = 45,83 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 16,07 \text{ K}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,05 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = (10,93 x) + 8,57$$

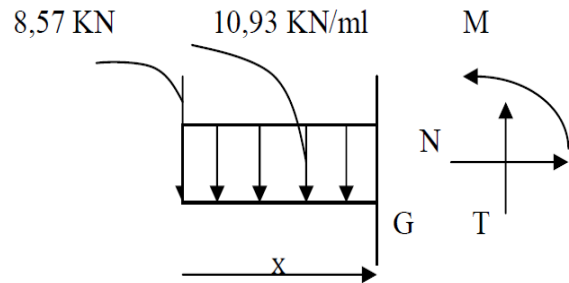
$$x = 0 \Rightarrow T(x=0) = 8,57 \text{ KN}$$

$$x = 1,05 \Rightarrow T(x=1,05) = 20,04 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -10,93 x^2/2 - 8,57 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z(x=0) = 0$$

$$x = 1,05 \Rightarrow M_z(x=1,05) = -15,02 \text{ KN.m}$$



Tronçon 2 : $1,05 \leq x \leq 1,40 \text{ m}$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T(x) = 8,57 + 10,93 x - R_A$$

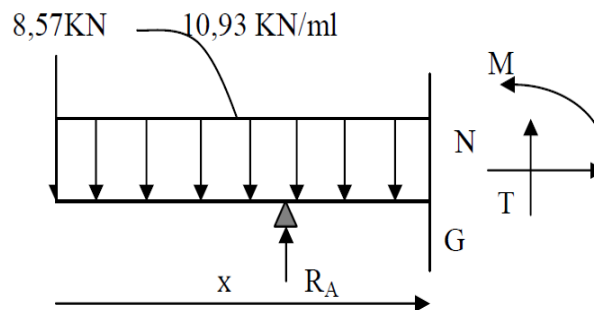
$$x = 1,05 \Rightarrow T(x=1,05) = -25,78 \text{ KN}$$

$$x = 1,40 \Rightarrow T(x=1,40) = -21,96 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_G = 0 \Rightarrow M_z = -8,57 x - 10,93 x^2/2 + R_A(x - 1,05)$$

$$x = 1,05 \Rightarrow M_z(x=1,05) = -15,02 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,40 \Rightarrow M_z(x=1,40) = -6,67 \text{ KN.m}$$



Troçon 3 : $0 \leq x \leq 0,30$ m

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = -10,93 x + R_B$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x = 0) = 16,07 \text{ KN}$$

$$x = 0,30 \Rightarrow T(x = 0,30) = 12,79 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -10,93 \frac{x^2}{2} + 16,07 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 0,30 \Rightarrow M_z(x = 0,30) = 4,32 \text{ KN.m}$$

Troçon 4 : $0,30 \leq x \leq 2,70$ m

$$\sum F_{/y} = 0 \Rightarrow T(x) = -14,48(x - 0,3) + 12,79$$

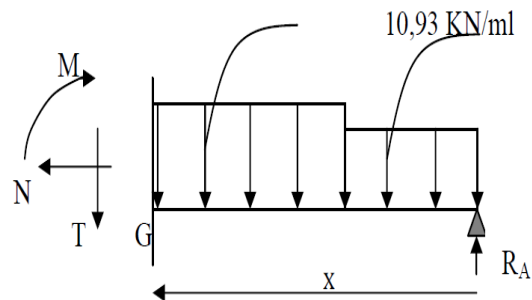
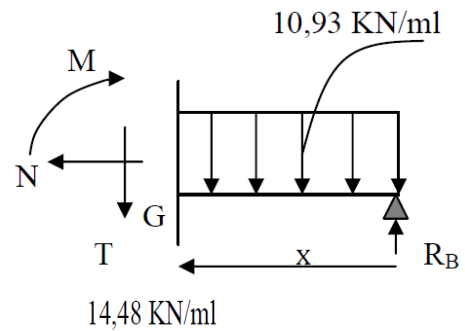
$$x = 0,30 \Rightarrow T(x = 0,30) = 12,79 \text{ KN}$$

$$x = 2,70 \Rightarrow T(x = 2,70) = -21,97 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -7,24(x - 0,3)^2 + 12,79 x + 0,49$$

$$x = 0,30 \Rightarrow M_z(x = 0,30) = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$x = 2,70 \Rightarrow M_z(x = 2,70) = -6,67 \text{ KN.m}$$



- **Calcul de M_{max} :**

$$T_y = 0 \Rightarrow -14,48 x + 17,13 = 0 \rightarrow x = 1,18 \text{ m.}$$

$$M_z(1,18) = -7,24(1,18 - 0,3)^2 + 12,79 \times 1,18 + 0,49 = 9,97 \text{ KN.m}$$

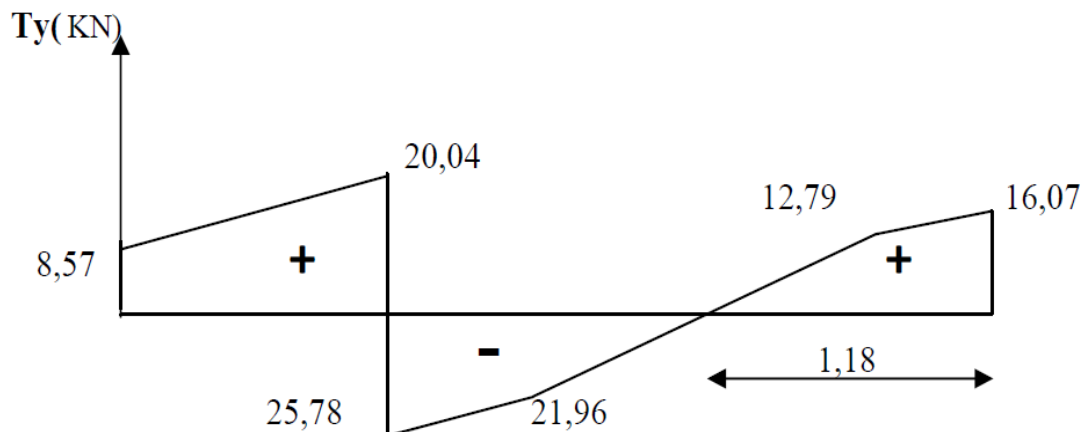
Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,18$ m.

Donc : $M_{zmax} = 9,97 \text{ KN.m}$

Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes:

$$\text{Aux appuis : } M_{u\text{ app}} = -0,3 \times M_{zmax} = -2,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,85 \times M_{zmax} = 8,47 \text{ KN.m}$$



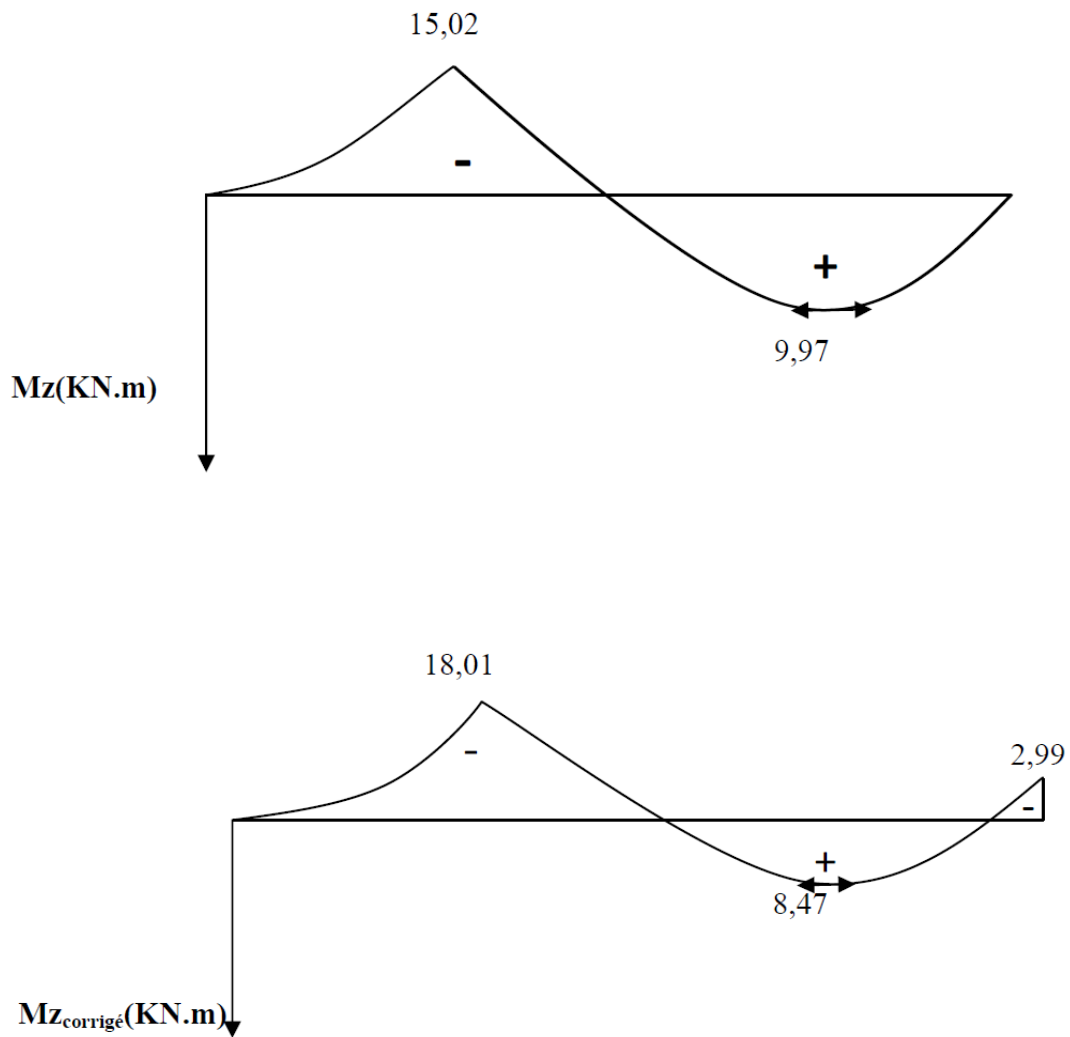
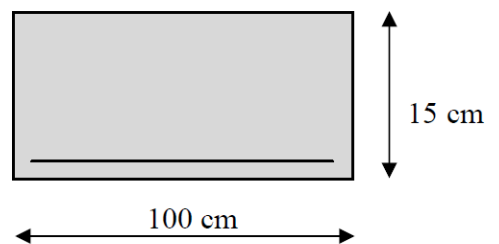


Fig. III.3.3 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU

c) Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande d'un mètre de largeur.



• Aux appuis :

- Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{18,01 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,075$$

$\mu_a = 0,075 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0,075 \Rightarrow \beta = 0,961$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{18,01 \times 10^3}{0,961 \times 13 \times 348} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

A_a = 4HA12 tel que $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- **Armatures de répartition :**

$A_{ra} = A_a / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$

Armatures choisies :

A_{ra} = 4HA8 tel que $A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 15 \text{ cm}$).

• **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{8,47 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,035$$

$\mu_t = 0,035 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,982$ (du tableau).

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_t = \frac{8,47 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies :

A_t = 4HA12 tel que $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

$A_{rt} = A_t / 4 = 4,52 / 4 = 1,13 \text{ cm}^2$

Armatures choisies :

A_{rt} = 4HA8 tel que $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ($S_t = 15 \text{ cm}$).

d) Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des barres :**

- Armatures principales : $S_{t,max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Armatures de répartition : $S_{t,max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :** [BAEL 91 article A.5.1-2]

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{25780}{1000 \times 130} = 0,198 \text{ Mpa}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,198 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** [BAEL 91 article A.6.1-3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,78 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,1} = 1,45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• **Ancrage des barres aux appuis :** [BAEL 91 article A.6.1-2-1]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- Longueur de scellement droit : (aux appuis et en travée)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$) dans laquelle l'armature sera ancrée.

- Longueur d'ancrage : (Article A.6.1-2-5-3 du BAEL91 modifié 99).

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** [BAEL 91 article A.5.1-3-2-1]

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 130 \times 100}{1,5} = 78 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 25,78 \text{ KN} < \bar{T}_u = 78 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_u \leq 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = T_u^{\max} / \sigma_s = (25,78 \times 10) / 348 = 0,74 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,74 \text{ cm}^2 \leq 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.1.2.2 Calcul à l'ELS :

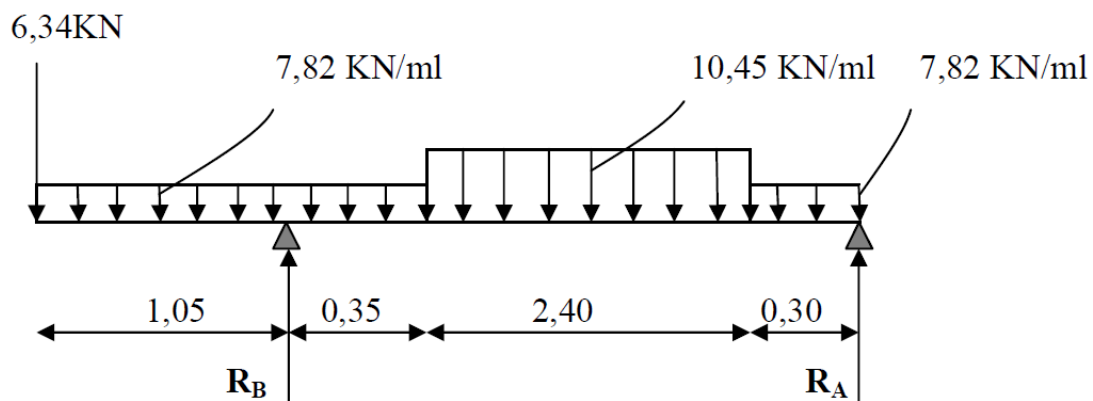


Fig. III.1.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_{/y} = 0 \Rightarrow 2,40 q_s^v + 1,40 q_s^p + 0,3 q_s^p + q_s^{\text{mur}} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = (2,40 \times 10,45) + (1,40 \times 7,82) + (0,30 \times 7,82) + 6,34 = 44,71 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow 3,05 R_A = (7,82 \times 1,4 \times 3,4) + (10,45 \times 2,4 \times 1,5) + (7,82 \times 0,30 \times 0,3/2) + (6,34 \times 4,1)$$

$$\Rightarrow R_A = 33,17 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 11,54 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,05$ m

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) = 7,82 x + 6,34$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x = 0) = 6,34 \text{ KN}$$

$$x = 1,05 \Rightarrow T(x = 1,05) = 14,55 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -7,82 x^2 / 2 - 6,34 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z(x = 0) = 0$$

$$x = 1,05 \Rightarrow M_z(x = 1,05) = -10,96 \text{ KN.m}$$

Tronçon 2 : $1,05 \leq x \leq 1,40$ m

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) = 6,34 + 7,82 x - R_A$$

$$x = 1,05 \Rightarrow T(x = 1,05) = -18,61 \text{ KN}$$

$$x = 1,40 \Rightarrow T(x = 1,40) = -15,89 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -6,34 x - 7,82 x^2 / 2 + R_A(x - 1,05)$$

$$x = 1,05 \Rightarrow M_z(x = 1,05) = -10,96 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,40 \Rightarrow M_z(x = 1,40) = -4,93 \text{ KN.m}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,30$ m

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -7,82 x + R_B$$

$$x = 0 \Rightarrow T(x = 0) = 11,54 \text{ KN}$$

$$x = 0,30 \Rightarrow T(x = 0,30) = 9,19 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -7,82 \frac{x^2}{2} + 11,54 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M_z(x = 0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 0,30 \Rightarrow M_z(x = 0,30) = 3,11 \text{ KN.m}$$

Tronçon 4 : $0,30 \leq x \leq 2,70$ m

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T(x) = -10,45(x - 0,3) + 9,19$$

$$x = 0,30 \Rightarrow T(x = 0,30) = 9,19 \text{ KN}$$

$$x = 2,70 \Rightarrow T(x = 2,70) = -15,89 \text{ KN}$$

$$\sum M_G = 0 \Rightarrow M_z = -5,22(x - 0,3)^2 + 9,19 x + 0,35$$

$$x = 0,30 \Rightarrow M_z(x = 0,30) = 3,11 \text{ KN.m}$$

$$x = 2,70 \Rightarrow M_z(x = 2,70) = -4,93 \text{ KN.m}$$

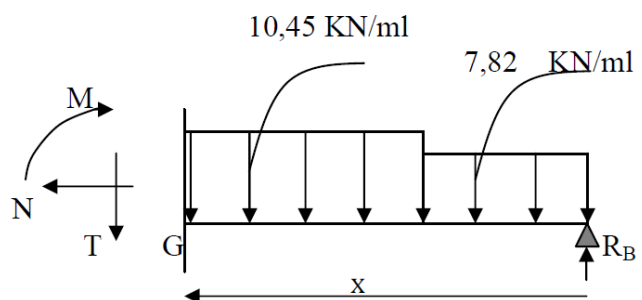
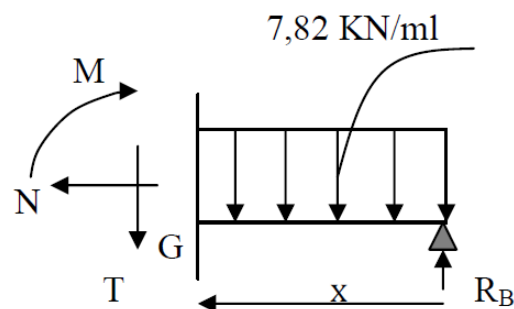
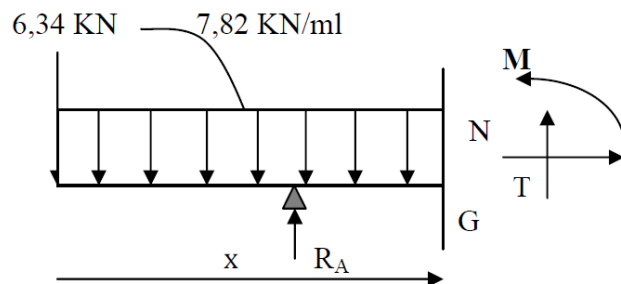
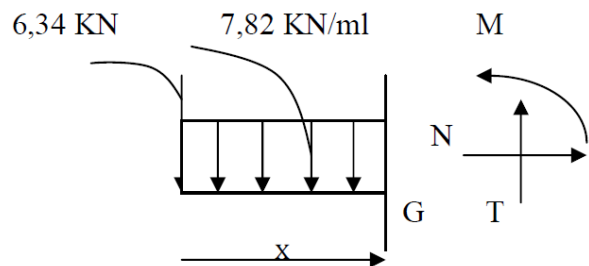
➤ **Calcul de M max :**

$$T_y = 0 \rightarrow -10,45 x + 12,32 = 0 \rightarrow x = 1,18 \text{ m.}$$

$$M_z(1,18) = -5,22(1,18 - 0,3)^2 + 9,19 \times 1,18 + 0,35 = 7,15 \text{ KN.m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur de $x = 1,18$ m.

Donc : $M_{z_{max}} = 7,15 \text{ KN.m}$



Remarque : En tenant compte de semi-encastrement de la poutre, on aura les valeurs suivantes:

Aux appuis : $M_{u\text{ app}} = -0,3 \times M_{Z_{\text{max}}} = -2,14 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 \times M_{Z_{\text{max}}} = 6,07 \text{ KN.m}$

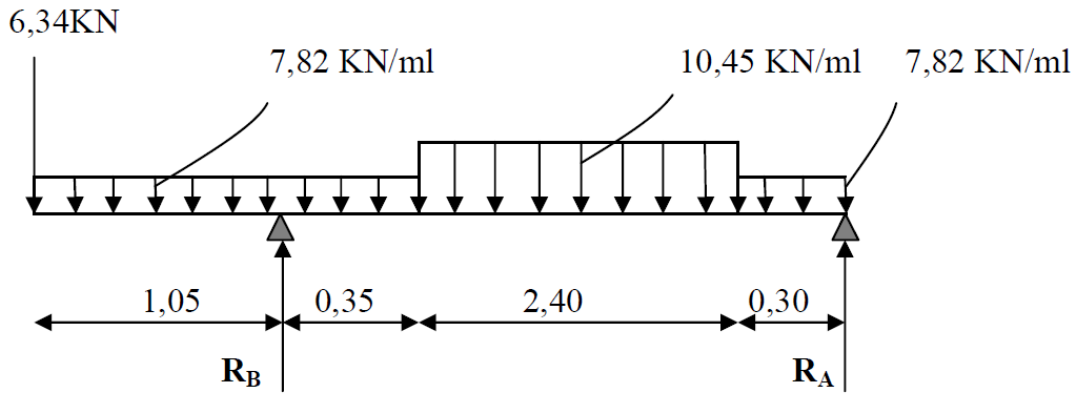
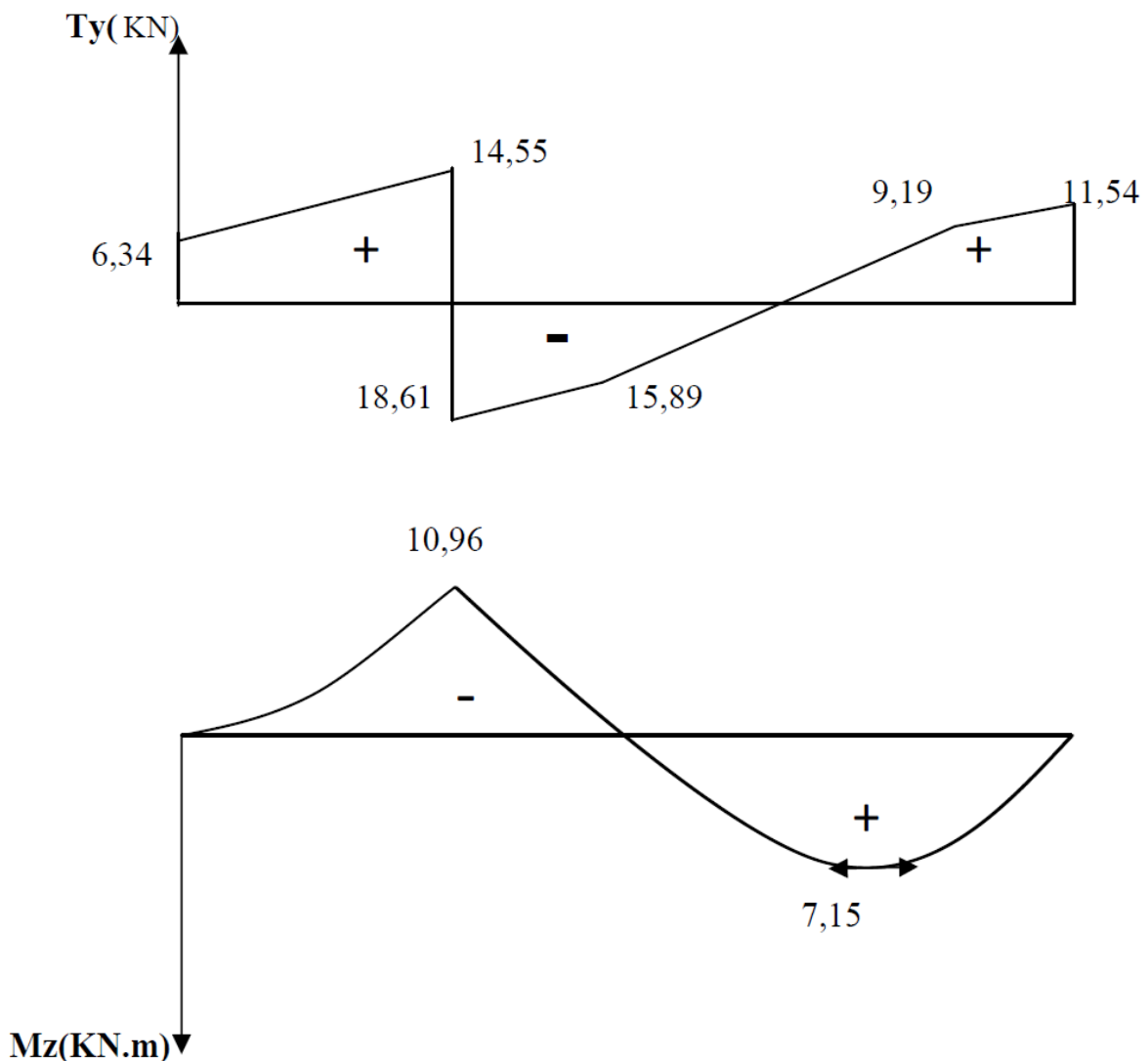


Fig. III.1.4 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.



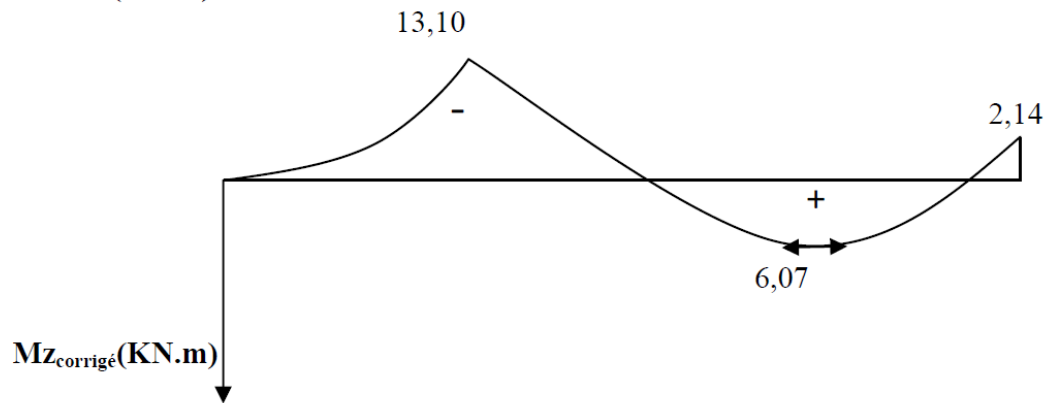


Fig. III.1.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'E.L.S

c) Vérifications à l'ELS :

• **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **En travée :** $M_{st} = 6,07 \text{ KN.m}$; $A_t = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow k_1 = 39,35$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_t \beta_1 d} = \frac{6,07 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 113,76 \text{ Mpa}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 113,76 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 2,84 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $M_{sa} = 13,10 \text{ KN.m}$; $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow k_1 = 39,35$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_a \beta_1 d} = \frac{13,10 \times 10^3}{4,52 \times 0,908 \times 13} = 245,52 \text{ Mpa}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 245,52 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 6,13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0,0365$$

$$\bullet \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{h}{\ell} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3. \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- il faut donc vérifier que :

$$f = \frac{M_t \cdot l^2}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = 1/500 = 410/500 = 0,82 \text{ cm}$$

Avec :

f : Flèche due aux charges instantanées.

E_{vj} : Module de déformation différée.

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (A.2.1,2)}$$

$$E_{vj} = 4400 f_{cj}^{1/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice (annexe F)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj}^{1/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice (annexe F)}$$

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = 10818,9 \text{ MPa}$$

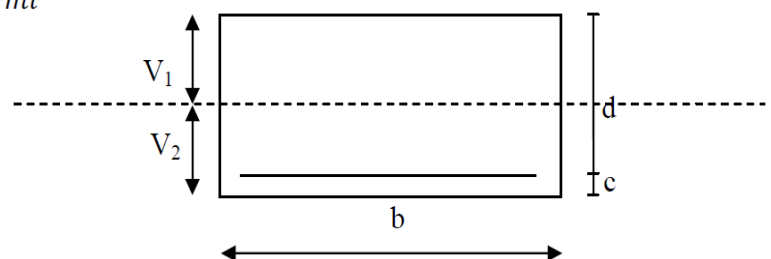
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$$I_{fv} = 1,1 I_0 / (1 + \mu \cdot \lambda_v)$$

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

μ, λ_v : Coefficients.

$$q_{max} = \max(q_{paillasse}; q_{palier}) = 10,45 \text{ KN/ml}$$



- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 4,52$$

$$B_0 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

- Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13 = 12131,4 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 12131,4 \text{ cm}^3$$

- Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,73 = 7,27 \text{ cm}$$

$$V_1 = 7,73 \text{ cm}, V_2 = 7,27 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr} (V_2 - c)^2 = (7,73^3 + 7,27^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4,52 (7,27 - 2)^2 = 30087,35 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30087,35 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0035 \times (2 + 3)} = 6$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 2,4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0035 \times 113,76 + 2,1} = 0,0047$$

$$\mu = 0,0047$$

- Calcul de l'inertie fictive :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30087,35}{1 + 2,4 \times 0,0047} = 32726,92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 32726,92 \text{ cm}^4$$

- Calcul de flèche :

$$f = \frac{M t L^2}{10 E_{vj} I_{fv}}$$

$$f = \frac{6,07 \times (4100)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,9 \times 32726,92 \times 10^4} = 2,88 \text{ mm}$$

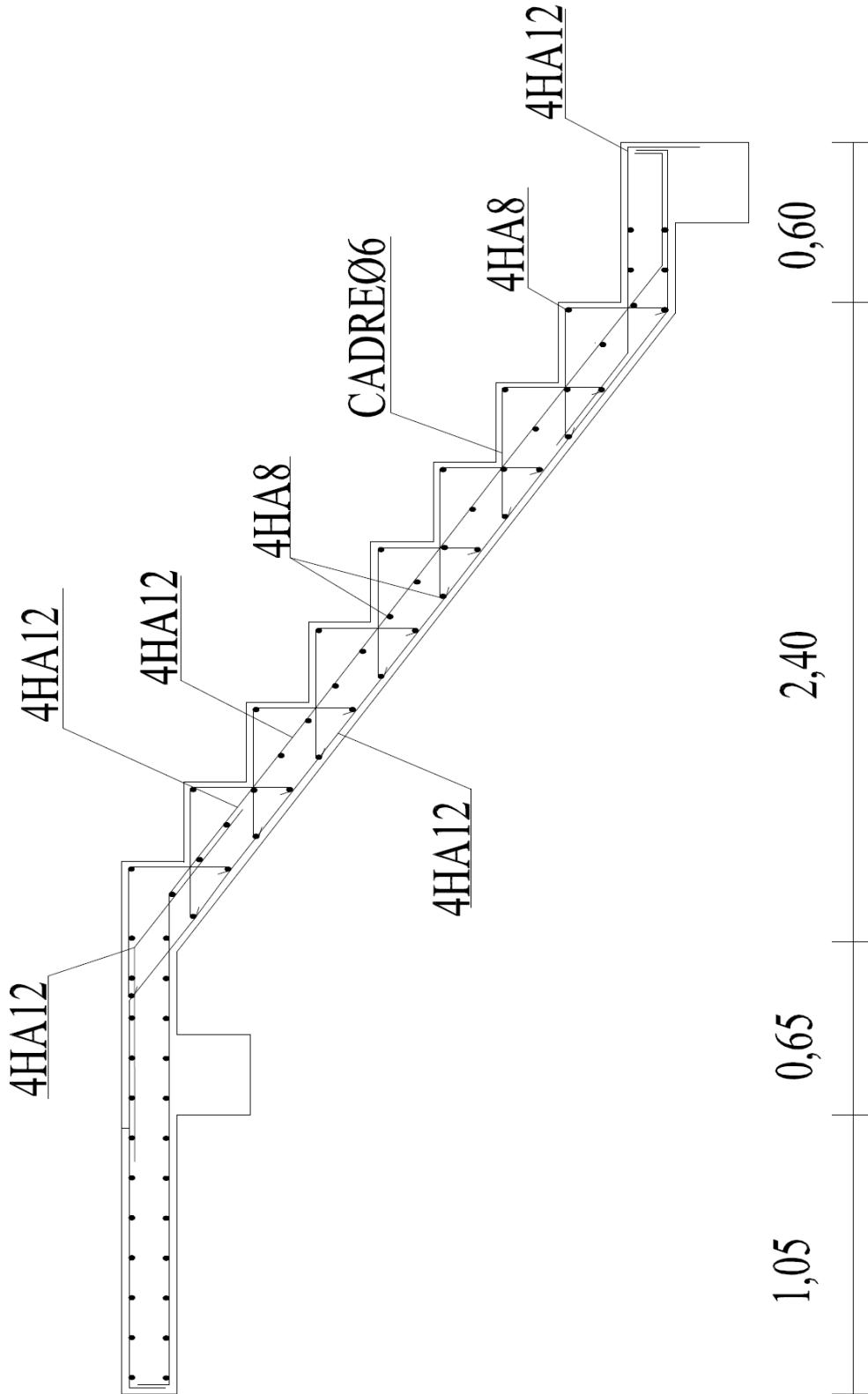
$f = 2,88 \text{ mm}$

$f = 2,88 \text{ mm} < \bar{f} = 8,2 \text{ mm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif :

- Armatures en travées : $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
- Armatures aux appuis : $A_a = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).



FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.

III.2 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, de section rectangulaire, se situe au niveau du palier intermédiaire de l'escalier (à mi-étage), elle est encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux C4 et C5.

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera donc pour une poutre soumise à la flexion simple.

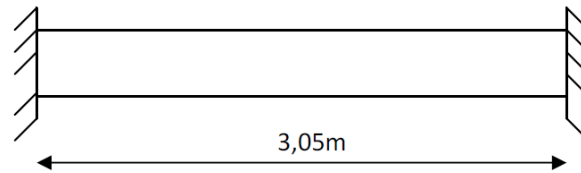


Fig. III.2.1 : Schéma de la poutre palière.

III.2.1 pré-dimensionnement :

- **Hauteur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

h_t : Hauteur de la poutre.

L : longueur libre maximale de la poutre entre nus d'appuis ($L = 3,45 - 0,40 = 3,05$ m).

$$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 30,5 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 30$ cm

- **Largeur :** (RPA 99 modifié 2003)

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

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

Soit : $b = 20$ cm

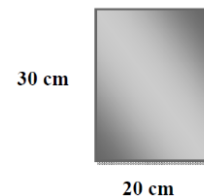
- **Vérifications selon l'article (A.7.5) du RPA 99 version 2003 :**

$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La poutre palière aura pour dimensions : $(b \times h_t) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$.



III.2.2 Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5$ KN/ml

- Réaction du palier:

- Effort tranchant à l'état limite ultime (ELU) : $T_u = 20,04 + 25,78 = 45,82$ KN
- Effort tranchant à l'état limite de service (ELS) : $T_s = 14,55 + 18,61 = 33,16$ KN

III.2.3 Combinaisons à considérer :

- **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + 2 (T_u / L) = 1,35 \times (1,5) + 2 \times (45,82 / 3,05) = 32,07 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 1,5 + 2 \times (33,16 / 3,05) = 23,24 \text{ KN/ml}$$

III.2.4 Calcul à l'ELU :

- a) **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

- **Moment isostatique :**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 32,07 \times \frac{(3,05)^2}{8}$$

$$M_u = 37,29 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{32,07 \times 3,05}{2} = 48,90 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

- Moment aux appuis : $M_{ua} = - 0,30 M_u = - 11,18 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_{ut} = 0,85 M_u = 31,69 \text{ KN.m}$

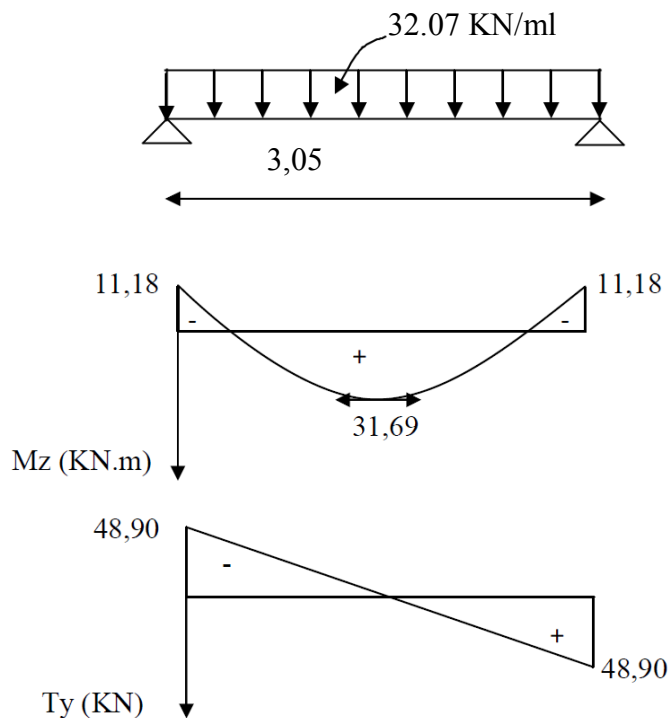


Fig. III.2.2 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELU).

b) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

- **En travée :** $h_t = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 20 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_t = \frac{31,69 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,142$$

$\mu_t = 0,142 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_t = 0,142 \Rightarrow \beta = 0,923$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ut} = \frac{31,69 \times 10^3}{0,923 \times 28 \times 348} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ut} = 3\text{HA}14$ tel que $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{11,18 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,05$$

$\mu_a = 0,05 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

$\mu_a = 0,05 \Rightarrow \beta = 0,974$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{ua} = \frac{11,18 \times 10^3}{0,974 \times 28 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Armatures choisies : $A_{ua} = 3\text{HA}12$ tel que $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Article (A.7.5-2-1) du RPA99 :**

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2 > (0,5 b h / 100) = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c) Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** [BAEL 91 article A.4.2-1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,68 \text{ cm}^2 < \min(A_{ua}; A_{ut}) = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{48900}{200 \times 280} = 0,87 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,87 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

• **Vérification de l'adhérence aux appuis :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91).

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{48,90 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 1130} = 0,17 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :** (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91).

- **Influence sur les aciers :**

$$\tau_u = 0,87 \text{ Mpa} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,06 f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ Mpa} \right\} = 1 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$A_{ua} \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{ua}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(48,90 \times 10^3 + \frac{11,18 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 2,68 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

On constate que l'effort tranchant « T_u » n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Influence sur le béton :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 200}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u = 48,90 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres:** (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91).

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de scellement droit :**

- **En travée :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau ($b = 40 \text{ cm}$) dans lequel l'armature sera ancrée.

- **Longueur d'ancrage :**

- **En travée :**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

- **Aux appuis :**

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :** (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi; h/35; b/10 \} = \min \{ 12; 8,57; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

- **Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12 \Phi ; 25 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

On prend : **$S_t = 7 \text{ cm}$**

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

On prend: **$S_t = 15 \text{ cm}$**

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

(Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

III.2.5 Calcul à l'ELS :

a) **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :**

- **Moment isostatique :**

$$M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 23,24 \times \frac{(3,05)^2}{8}$$

$$M_s = 27,02 \text{ KN.m}$$

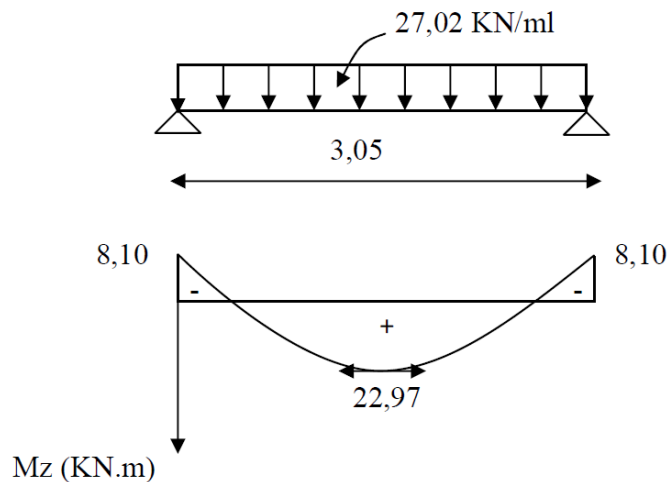
- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{23,24 \times 3,05}{2} = 35,44 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi-encastres :

Aux appuis : $M_{sa} = - 0,30 M_s = - 8,10 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 M_s = 22,97 \text{ KN.m}$



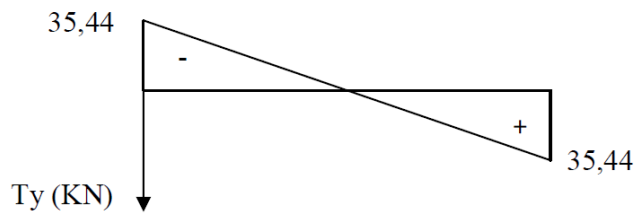


Fig. III.2.3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (à l'ELS).

b) Vérifications à l'ELS:

• Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

• Etat limite de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

– **En travée** : $M_{st} = 22,97 \text{ KN.m}$; $A_{ut} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ut}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta_1 = 0,870 \Rightarrow k_1 = 23,46$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0426$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{ut}\beta_1 d} = \frac{22,97 \times 10^3}{4,62 \times 0,870 \times 28} = 204,10 \text{ Mpa.}$$

– **Aux appuis** : $M_{sa} = 8,10 \text{ KN.m}$; $A_{ua} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_{ua}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \Rightarrow k_1 = 28,48$$

$$K = 1 / k_1 = 0,0351$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A_{ua}\beta_1 d} = \frac{8,10 \times 10^3}{3,39 \times 0,885 \times 28} = 96,42 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 3,38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche (état limite de déformation) :

Pour se dispenser du calcul de la flèche, on doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0,098 > 0,0625 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,095 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{st}}{M_s} = 0,1 \times \frac{22,97}{27,02} = 0,085 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{ut}}{b.d} = \frac{4,62}{20 \times 28} = 0,0082 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

- Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

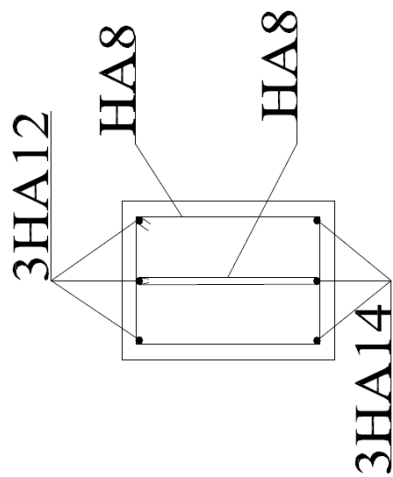
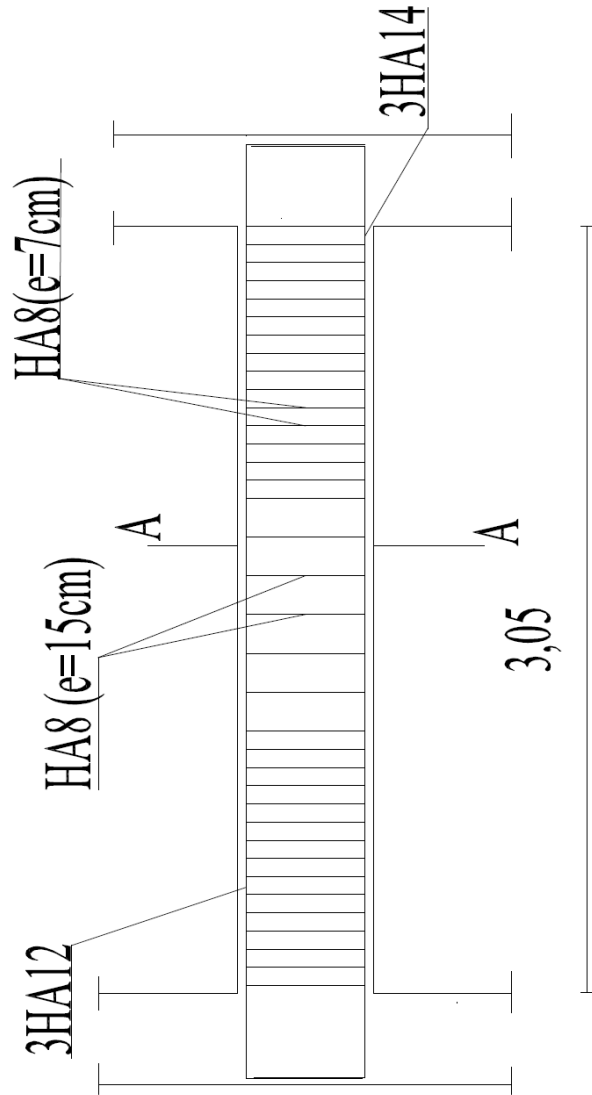
le ferrailage de la poutre paliere sera comme suit :

Armatures longitudinales

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8.



COUPE A-A

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.

III.3 Calcul des planchers :

III.3 .1 Plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher, intermédiaire de la cage d’escalier, reposant sur ses quatre appuis, est constituée d’un seul type de dalle pleine d’une épaisseur de 15 cm, soumise à son poids propre et la surcharge d’exploitation.

Le calcul se fera à l’aide des abaques de PIGEAUD permettant d’évaluer les moments dans les deux sens, fournissant des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, et ce, suivant la petite portée ($L_x = 2,85$ m) et la grande portée ($L_y = 3,05$ m).

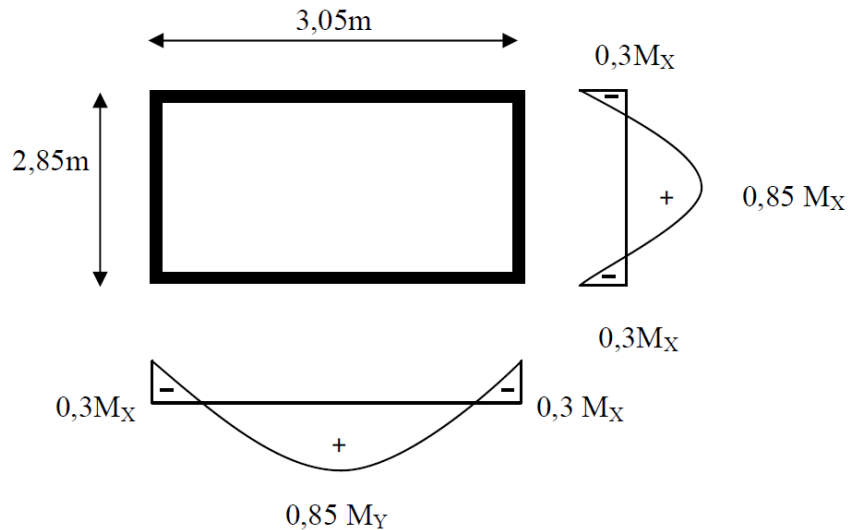


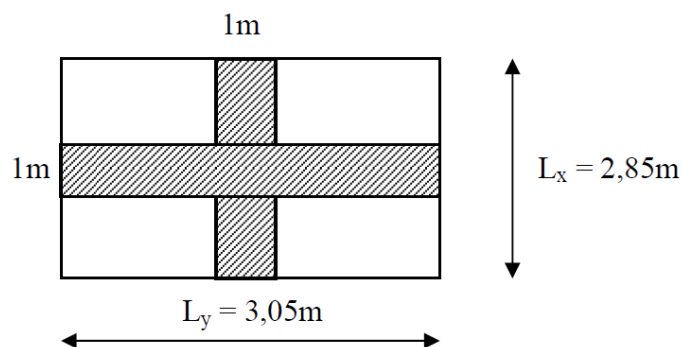
Fig. III.3.1: Distribution des moments sur le panneau.

III.3 .1.1 Calcul à l’ELU :

a) Calcul des efforts :

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d’appuis et ‘q’ la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que les panneaux sont simplement appuyés sur leurs débords.



On définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : $l_x < l_y$

$$\rho = \frac{2,85}{3,05} = 0,93 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν
($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre de largeur.

b) Combinaisons de charges :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,58 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6,93 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,93 \rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841$$

$$M_x^u = 0,0428 \times 9,58 \times (2,85)^2 = 3,33 \text{ KN.m}$$

$$M_y^u = 0,841 \times (3,33) = 2,80 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 2,80 / 3,33 = 0,84 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 3,33 = 2,83 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 2,80 = 2,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$
- Aux appuis :
$$\begin{aligned} M_{xa} &= -0,3 M_x^u = -0,3 \times 3,33 = -0,999 \text{ KN.m} \\ M_{ya} &= -0,3 M_y^u = -0,3 \times 2,80 = -0,84 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 9,58 \times 2,85 \times 3,05 / (3 \times 3,05) = 9,10 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 9,58 \times 2,85 \times 3,05 / (2 \times 3,05 + 2,85) = 9,30 \text{ KN}$$

c) Ferrailage :

▪ En travée :

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{2,83 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_{xt}^u}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{2,83 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

- Sens de la grande portée : (l_y)

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 13 - 0,8 = 12,2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}^u}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{2,38 \times 10^3}{(100) \times (12,2)^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_y = \frac{M_{yt}^u}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{2,38 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

▪ Aux appuis :

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{0,999 \times 10^3}{(100) \times (13)^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0,999 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

d) Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

Armatures suivant le sens de l_x : $W_x = A_x / b \cdot h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \Leftrightarrow A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \rho) / 2$.

A_x : section minimale d'armatures.

$b \cdot h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,93) / 2 = 1,24 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1,24 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures parallèles suivant le sens de l_y :

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \Leftrightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1,20 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow$ la condition est vérifiée.

• **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\max} / b \times d = 9,30 \times 10^3 / (1000 \times 130) = 0,071 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,071 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{9,30 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 0,79 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,79 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification des espacements des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$St_{(\max)} = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Leftrightarrow$ La condition est vérifiée.

• **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{que : } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} \leq \phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Calcul à l'ELS :

$$q_s = 6,93 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,93 \rightarrow \mu_x = 0,050 ; \mu_y = 0,891$$

$$M_x^s = 0,050 \times 6,93 \times (2,85)^2 = 2,81 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = 0,891 \times (2,85) = 2,54 \text{ KN.m}$$

Vérification : $M_y^s / M_x^s = 2,54 / 2,81 = 0,90 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Correction des moments :

- En travée : $\begin{cases} M_{xt} = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 2,81 = 2,38 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 2,54 = 2,16 \text{ KN.m} \end{cases}$
- Aux appuis : $M_{xa} = -0,3 M_x^s = -0,3 \times 2,81 = -0,84 \text{ KN.m}$
 $M_{ya} = -0,3 M_y^s = -0,3 \times 2,81 = -0,84 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (3 l_y) = 6,93 \times 2,85 \times 3,05 / (3 \times 3,05) = 6,58 \text{ KN}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_s = q_s \cdot l_x \cdot l_y / (2 l_y + l_x) = 6,93 \times 2,85 \times 3,05 / (2 \times 3,05 + 2,85) = 6,73 \text{ KN}$$

f) Vérifications à l'ELS :

• Etat limite de compression du béton :

Pour une section rectangulaire ($b = 100 \text{ cm}$ et $h = 15 \text{ cm}$) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• Suivant l'axe (x-x) : (sens L_x)

- En travée :

$$\gamma = \frac{2,83}{2,38} = 1,19$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{0,999}{0,84} = 1,19$$

$$\mu = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Suivant l'axe (y-y) : (sens L_y)

- En travée :

$$\gamma = \frac{2,38}{2,16} = 1,10$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{1,10 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{0,999}{0,84} = 1,19$$

$$\mu = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{1,19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

• **Etat limite d'ouverture des fissures** : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation** : [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \quad h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$$

$$h / L_x = 15 / 285 = 0,052$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,85. M_x / 20 M_x = 0,0425$$

$$h / L_x = 0,052 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\bullet \quad A_x / b.d \leq 2 / f_e$$

$$A_x / b.d = 2,01 / 100 \times 13 = 0,0015$$

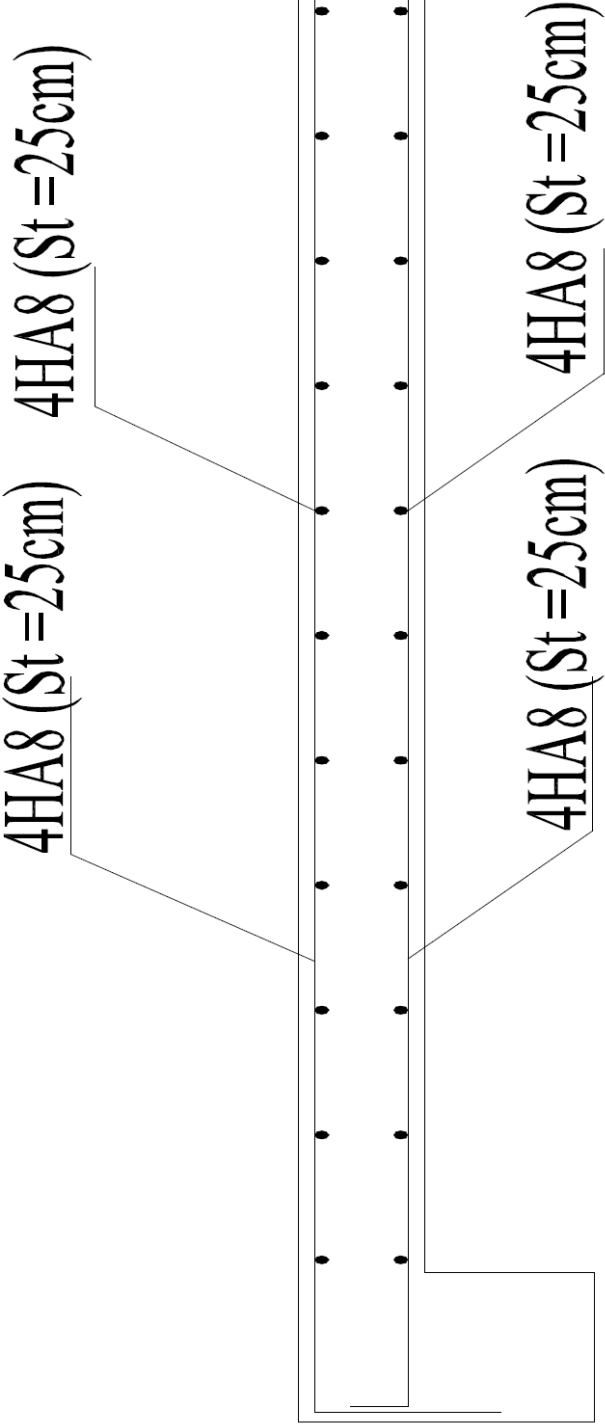
$$A_x / b.d = 0,0015 < 2 / f_e = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées \Rightarrow il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU est sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ² /m)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	0,999	0,004	0,996	0,22	2,01	4HA8 25
	Y-Y	0,999	0,004	0,996	0,22	2,01	4HA8 25
En travée	X-X	2,83	0,012	0,990	0,63	2,01	4HA8 25
	Y-Y	2,38	0,011	0,992	0,53	2,01	4HA8 25



FERRAILLAGE DU PLANCHER EN DALLE PLEINE.

III.3 .2 Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur les quelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, ou celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ($Q = 1,5 \text{ KN/ml}$) dont la poutrelle est continue sur 6 travées.

III.3.2.1 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ($F_e = 520 \text{ Mpa}$) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3].

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

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace (b_1) de la table de compression car elle définit la dimension (b) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur (b_1) de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$ (1)
- $b_1 \leq L_1 / 10$ (2)
- $b_1 \leq 2 / 3 \cdot X$ (3)

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : portée libre de la poutrelle ($L_1 = 360 \text{ cm}$).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

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

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

c : enrobage ($c = 2 \text{ cm}$).

(1) $\Rightarrow b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

(2) $\Rightarrow b_1 \leq 360 / 10 = 36 \text{ cm}$

(3) $\Rightarrow b_1 \leq 2 / 3 \times (360 / 2) = 120 \text{ cm}$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où : $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

III.3.2.2 : Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

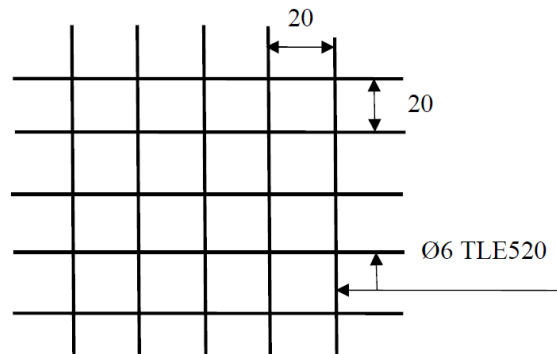
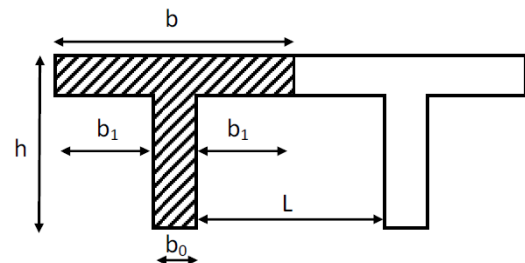
- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$



Treillis soudé de (20x20) cm

Soit : $6 \Phi 6 / \text{ml}$

$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte la même section que précédemment

Soit : $6 \Phi 6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion : On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x 200x200) mm².

III.3.2.3 : Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'oeuvre et le poids des corps creux.

Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

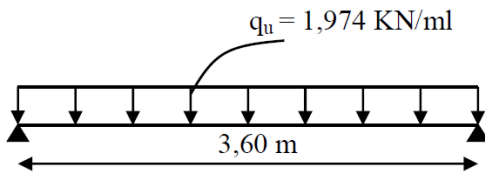
Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'oeuvre..... $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

– Ferrailage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$



$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 1,974 \times (3,60)^2 / 8 = 3,20 \text{ KN/ml}$

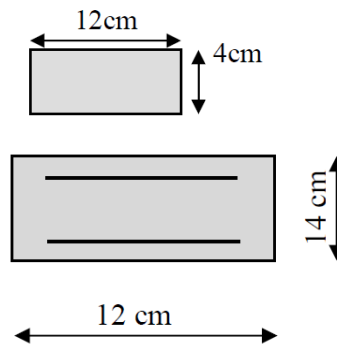
L'effort tranchant :

$T = q_u \times L / 2 = 1,974 \times (3,60) / 2 = 3,55 \text{ KN/ml}$

– calcul des armatures :

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

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



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,19 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,68$$

$\mu_b = 4,68 > \mu_l = 0,392 \implies$ la section est doublement armée (SDA)

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

La dalle de compression et la poutrelle travaillent comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

a) Plancher étage courant : (poutrelle continue à 2 travées)

a. poids du plancher : $G = 5,34 \times 0,65 = 3,47 \text{ KN/ml}$

b. surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = (1,35 \times 3,47) + (1,5 \times 0,97) = 6,14 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = (1 \times 3,47) + (1 \times 0,97) = 4,44 \text{ KN/ml}$$

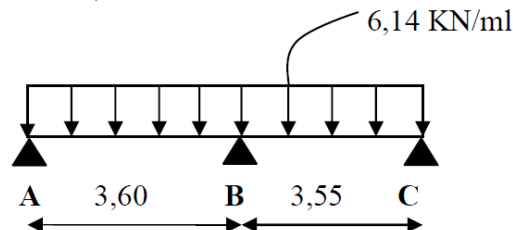


Fig. III.3.2 : Schéma statique de la poutrelle.

III.3.2.4 : Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

– **Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN} < 2G = 6,94 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ La condition est vérifiée.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$L_i / L_{i+1} = 3,55 / 3,60 = 0,98$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 3,55 = 1,01$$

} ⇒ La condition est vérifiée.

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

– **Exposé de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

– Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

– M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad \text{dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

– M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

– M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

– M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

– $M_t \geq \max [1,05 M_0 - (M_w + M_e) / 2 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 - (M_w + M_e) / 2]$

– $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire

– $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux même charges.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

- **Application de la méthode :**

$$\alpha = \frac{0,97}{4,44} = 0,22 \quad \text{Donc : } \left(0 < \alpha = 0,22 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

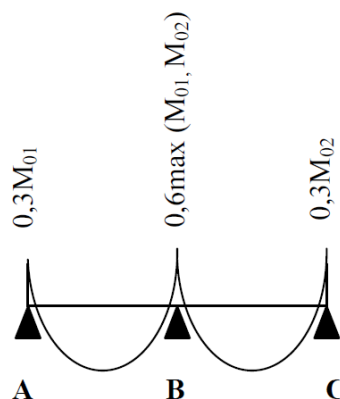


Fig. III.3.2 : Coefficients forfaitaires sur appuis.

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = 6,14 \times \frac{(3,60)^2}{8} = 9,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6,14 \times \frac{(3,55)^2}{8} = 9,67 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 \quad M_{01} = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \quad \max(M_{01}, M_{02}) = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \quad M_{02} = 2,90 \text{ KN.m}$$

- Moments En travées (A-B):

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,06$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (2,98 + 5,96)/2 \geq (1,06 \times 9,94) \rightarrow M_t \geq 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{01} (1,2 + 0,3\alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 6,26 \text{ KN.m ;}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_t = 6,26 \text{ KN.m}}$$

- Moments En travées (B-C):

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} \text{ et } (1 + 0,3\alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (5,96 + 2,90)/2 \geq (1,06 \times 9,67) \rightarrow M_t \geq 5,82 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{02} (1 + 0,3\alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 5,12 \text{ KN.m ;}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_t = 5,82 \text{ KN.m}}$$

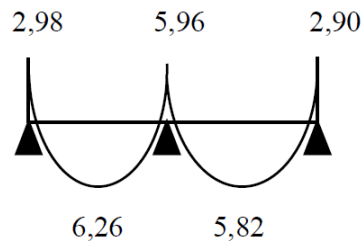


Fig. III.3.3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

- Calcul des efforts tranchants :

$$\text{L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : } T(x) = \theta(x) + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

M_{i+1}, M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Travée	A-B	B-C
$M_w(\text{KN.m})$	-2,98	-5,96
$M_e(\text{KN.m})$	-5,96	-2,90
$T_w(\text{KN})$	11,87	10,03
$T_e(\text{KN})$	-10,22	-11,76

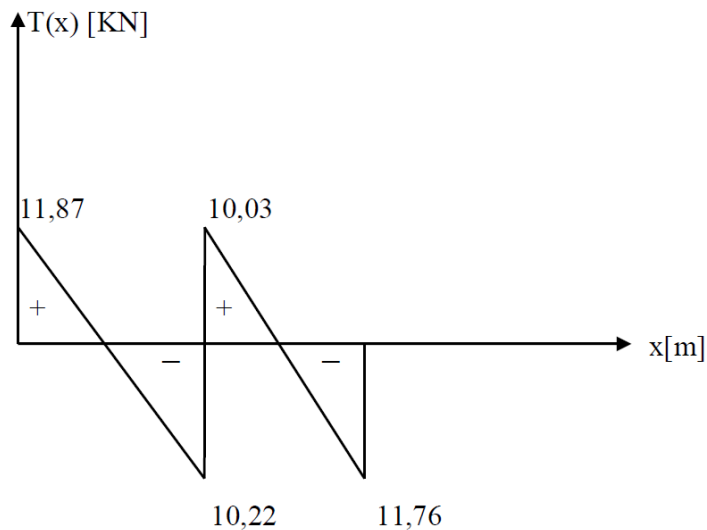


Fig. III.3.4 : diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

c) Plancher étage courant : (poutrelle continue à 3 travées)

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = (1,35 \times 3,47) + (1,5 \times 0,97) = 6,14 \text{ KN/ml}$$

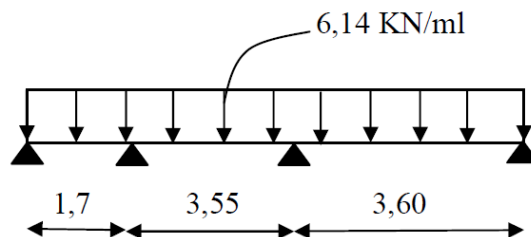


Fig. III.3.5 : Schéma statique de la poutrelle.

$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 1,70 = 2,11 > 1,25 \Rightarrow$ La condition est non vérifiée.

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des

trois moments.

Principe de la méthode :

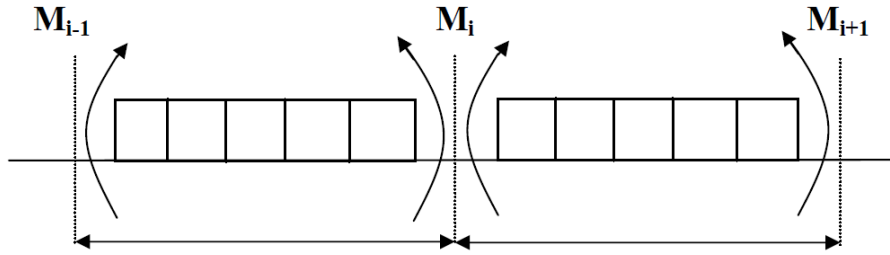


Fig. III.3.6 : Exposition de la méthode des trois moments

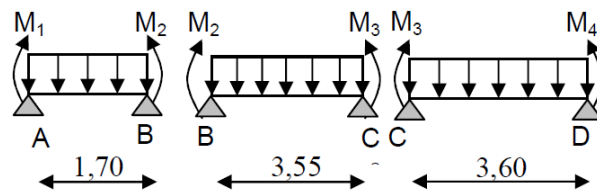


Fig. III.3.7: Schéma de la poutre décomposée.

- Aux appuis :

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

Avec :

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

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

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

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

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

- Application

Détermination des moments aux appuis :

Pour i=1 : 3,4M₁ + 1,7M₂ = -7,54..... (1)

Pour i=2 : 1,70M₁ + 10,5M₂ + 3,55M₃ = -76,21.....(2)

Pour i=3 : 3,55M₂ + 14,30 M₃ + 3,60 M₄ = -140,29..... (3)

Pour i=4 : 3,60M₃ + 7,2 M₄ = -71,61..... (4)

$$\begin{cases} M_1 = 0,257 \text{ KN.m} \\ M_2 = - 4,95 \text{ KN.m} \\ M_3 = - 6,95 \text{ KN.m} \\ M_4 = - 6,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travée :

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_i}$$

Travée (A-B) → $x = 0,35 \text{ m} \rightarrow M_t \text{ max} = 0,63 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) → $x = 1,68 \text{ m} \rightarrow M_t \text{ max} = 3,74 \text{ KN.m}$

Travée (C-D) → $x = 1,82 \text{ m} \rightarrow M_t \text{ max} = 3,23 \text{ KN.m}$

- Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

– Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

– Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

- Moments corrigés aux appuis :

$$\begin{cases} M_1 = 0,171 \text{ KN.m} \\ M_2 = - 3,3 \text{ KN.m} \\ M_3 = - 4,63 \text{ KN.m} \\ M_4 = - 4,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments corrigés en travées :

Travée (A-B) → $M_t \text{ max} = 0,84 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) → $M_t \text{ max} = 4,98 \text{ KN.m}$

Travée (C-D) → $M_t \text{ max} = 4,30 \text{ KN.m}$

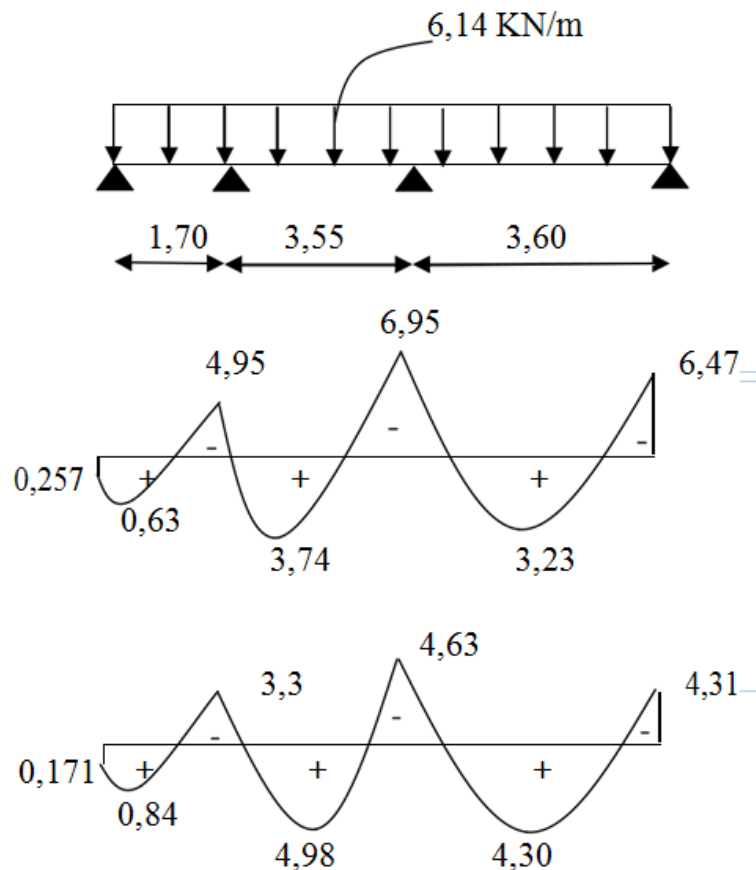


Fig. III.3.8 : diagramme des moments fléchissant

- Effort tranchant :

Travée	A-B	B-C	C-D
$M_w(\text{KN.m})$	0,171	-3,3	-4,63
$M_c(\text{KN.m})$	-3,3	-4,63	-4,31
$T_w(\text{KN})$	3,48	10,23	11,21
$T_c(\text{KN})$	-6,95	-11,56	-10,89

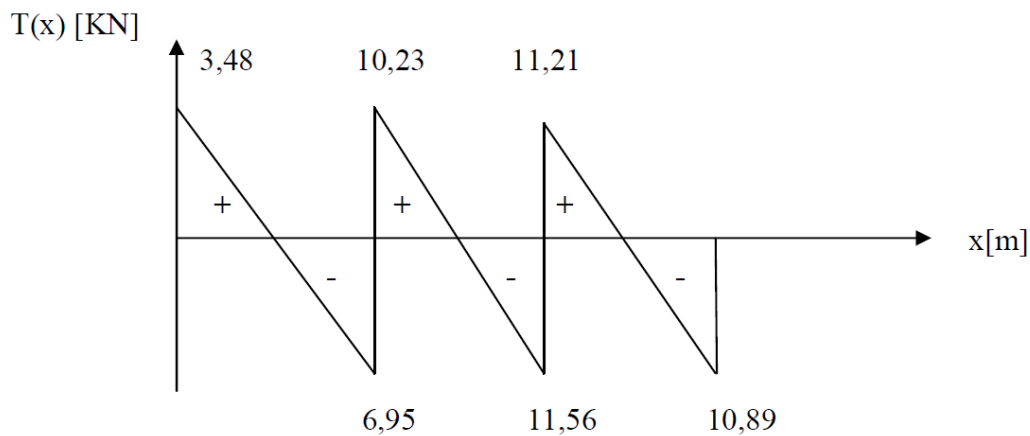


Fig. III.3.9 : diagramme des efforts tranchants

- Plancher étage courant : (poutrelle continue à 6 travées)

- poids du plancher : $G = 5,34 \times 0,65 = 3,47 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = (1,35 \times 3,47) + (1,5 \times 0,97) = 6,14 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = (1 \times 3,47) + (1 \times 0,97) = 4,44 \text{ KN/ml}$$

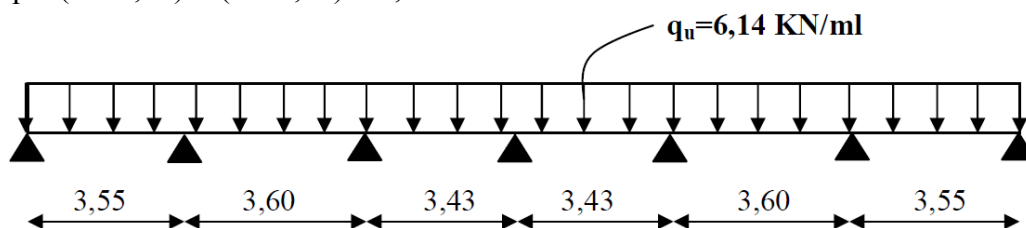


Fig. III.3.10 : Schéma statique de la poutrelle

- Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

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

- Méthode forfaitaire :

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$$

$$Q = 0,97 \text{ KN} < 2G = 6,94 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ La condition est vérifiée.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$L_i / L_{i+1} = 3,55 / 3,60 = 0,98$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 3,55 = 1,01$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,60 / 3,43 = 1,04$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,43 / 3,60 = 0,95$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,43 / 3,43 = 1$$

⇒ La condition est vérifiée.

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

⇒ La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

- Exposé de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

– Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

– M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad \text{dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

– M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

– M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

– M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$- M_t \geq \max [1,05 M_0 - (M_w + M_e) / 2 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 - (M_w + M_e) / 2]$$

$$- M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$- M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive}$$

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

- **Application de la méthode :**

$$\alpha = \frac{0,97}{4,44} = 0,22 \quad \text{Donc : } \left(0 < \alpha = 0,22 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

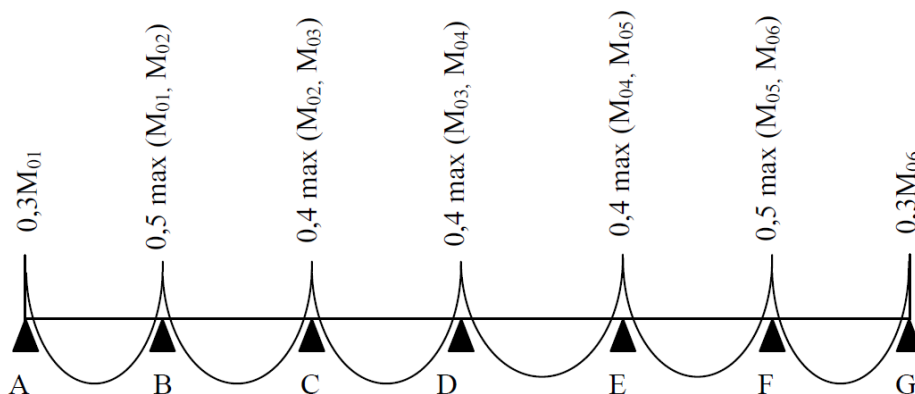


Fig. III.3.11 Valeurs des moments aux appuis

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{06} = 6,14 \times \frac{(3,55)^2}{8} = 9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{05} = 6,14 \times \frac{(3,60)^2}{8} = 9,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = 6,14 \times \frac{(3,43)^2}{8} = 9,03 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_G = 0,3 M_{01} = 2,90 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = 4,97 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = 3,97 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}, M_{04}) = 3,61 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées :**

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,06$$

Pour les travées de rive (A - B) et (F - G) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{01} \text{ et } (1 + 0,3 \alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (2,90 + 4,97)/2 \geq (1,06 \times 9,67) \rightarrow M_t \geq 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{01} (1,2 + 0,3 \alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 6,09 \text{ KN.m ;}$$

Soit : **Mt = 6,31 KN.m**

Pour les travées intermédiaires (B - C) et (E - F) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{02} \text{ et } (1 + 0,3 \alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (4,97 + 3,97)/2 \geq (1,06 \times 9,94) \rightarrow M_t \geq 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{02} (1 + 0,3 \alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 5,27 \text{ KN.m ;}$$

Soit : **Mt = 6,06 KN.m**

Pour les travées intermédiaires (C - D) et (D - E) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{03} \text{ et } (1 + 0,3 \alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (3,97 + 3,61)/2 \geq (1,06 \times 9,03) \rightarrow M_t \geq 5,78 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{03} (1 + 0,3 \alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 4,78 \text{ KN.m}$$

Soit : **Mt = 5,78 KN.m**

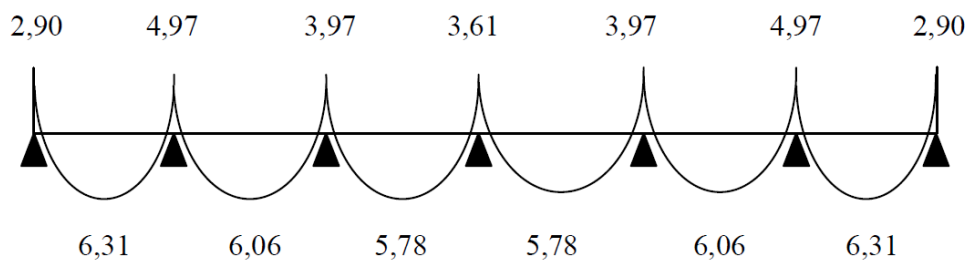


Fig. III.3.12 : diagramme des moments fléchissant à L'ELU (Kn.m)

Effort tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{(M_e - M_w)}{L}$

M_{i+1}, M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

θ(x) : Effort tranchant de la travée isostatique.

$$T_w = qu \frac{L}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L} \quad T_e = -qu \frac{L}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{L}$$

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M _w (KN.m)	-2,90	-4,97	-3,97	-3,61	-3,97	-4,97
M _e (KN.m)	-4,97	-3,97	-3,61	-3,97	-4,97	-2,90
T _w (KN)	11,48	10,77	10,42	10,63	11,33	9,86
T _e (KN)	-9,86	-11,33	-10,63	-10,42	-10,77	-11,48

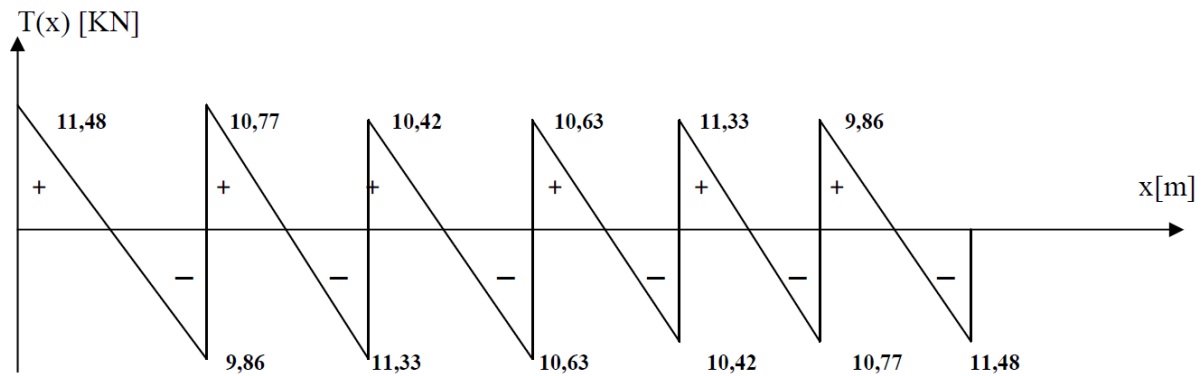


Fig. III.3.13 : Diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

III.3.2.5 : Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

- Armatures longitudinales :

➤ En travée :

- Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 6,31 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04 / 2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 6,31 \text{ KN.m} \leq M_{ab}^t = 59,07 \text{ KN.m}$ @ l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,31 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0211 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,0211 \Rightarrow \beta = 0,989$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,31 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ Aux appuis :

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Le moment max aux appuis : $M_{\max}^t = 4,97 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,97 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0900 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,0900 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_a = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,97 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

- Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton : (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

- En travée :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

– **Aux appuis :**

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

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 11,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11,48 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,53 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$$\tau_{ui} = 0,53 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{11,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 0,75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

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

l_s = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $\ll 0,4 l_s \gg$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 11,48 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$V_u^{\max} = 11,33 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.4-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

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

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11,48 - \frac{5,50}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 \geq -0,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h) Armatures transversales : (Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right\} = \min \{ 5,70; 12; 12 \} = 5,70 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}$$

Φ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

Soit un cadre de Φ_6 donc : $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

i) Espacement des armatures transversales : (Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : (0,9d ; 40cm).

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

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

j) Section minimale d'armatures d'âme :

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} s_t$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3.2.6 : Calcul à l'ELS :

a) Plancher étage courant :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats

de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u} \right)$

$$\left(\frac{q_s}{q_u} \right) = \frac{4,44}{6,14} = 0,72$$

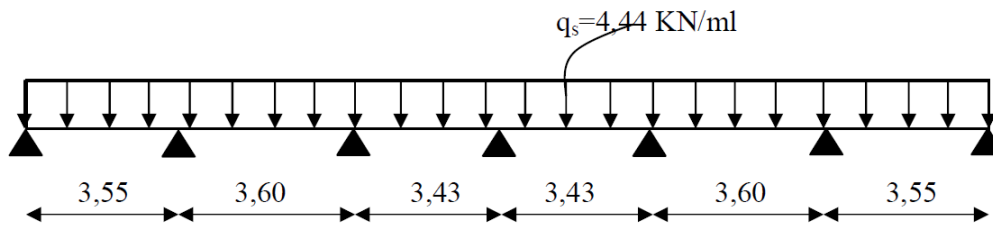


Fig. III.3.14 : Schéma statique de la poutrelle

$$\alpha = \frac{0,67}{4,44} = 0,22 \quad \text{Donc : } \left(0 < \alpha = 0,22 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

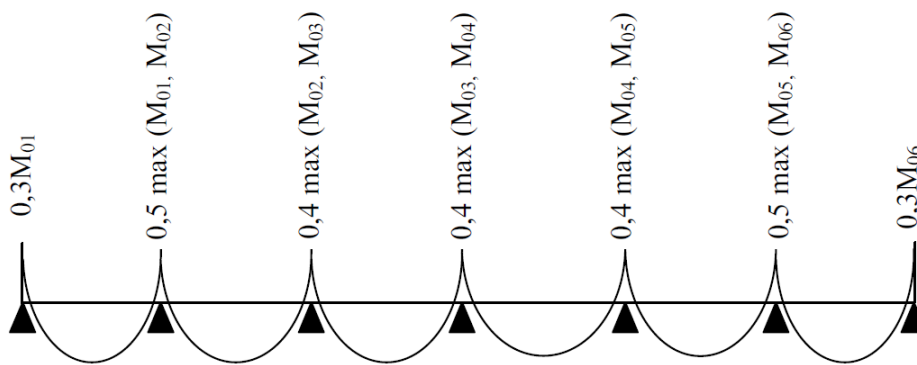


Fig. III.3.15 : Coefficients forfaitaires sur appuis

- Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = M_{06} = 4,44 \times \frac{(3,55)^2}{8} = 6,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{05} = 4,44 \times \frac{(3,60)^2}{8} = 7,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{04} = 4,44 \times \frac{(3,43)^2}{8} = 6,53 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_A = M_G = 0,3 M_{01} = 2,09 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 \max(M_{01}, M_{02}) = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0,4 \max(M_{02}, M_{03}) = 2,87 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}, M_{04}) = 2,61 \text{ KN.m}$$

- Moments En travées :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,06$$

Pour les travées de rive (A - B) et (F - G) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha) = 1,06 \geq 1,05$$

$$M_t + (2,09 + 3,59)/2 \geq (1,06 \times 6,99) \rightarrow M_t \geq 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{01} (1,2 + 0,3\alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 4,40 \text{ KN.m ;}$$

Soit : **Mt = 4,57 KN.m**

Pour les travées intermédiaires (B - C) et (E - F) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{02} \text{ et } (1 + 0,3 \alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (3,59 + 2,87)/2 \geq (1,06 \times 7,19) \rightarrow M_t \geq 4,39 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{02} (1 + 0,3 \alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 3,81 \text{ KN.m ;}$$

$$\text{Soit : } M_t = 4,39 \text{ KN.m}$$

Pour les travées intermédiaires (C - D) et (D - E) :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_{03} \text{ et } (1 + 0,3 \alpha = 1,06 \geq 1,05)$$

$$M_t + (2,87 + 2,61)/2 \geq (1,06 \times 6,53) \rightarrow M_t \geq 4,18 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq M_{03} (1 + 0,3 \alpha)/2 \rightarrow M_t \geq 3,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_t = 4,18 \text{ KN.m}$$

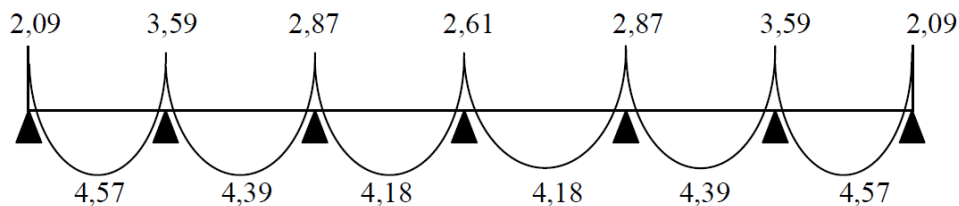


Fig. III.3.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(KN.m)

- Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression : (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{➤ En travées : } A_{st} = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\rho = 1,092 \rightarrow \beta_1 = 0,856, k_1 = 19,72$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,05$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{4,57 \times 10^3}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 125,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,05 \times 125,67 = 6,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{➤ Aux appuis : } A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,892, k_1 = 31,30$$

$$K = 1/k_1 \rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta d} = \frac{3,59 \times 10^3}{1,13 \times 0,892 \times 18} = 197,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,032 \times 197,87 = 6,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c) Etat limite de déformation :

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier

l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16} = 0,0625$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :** (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

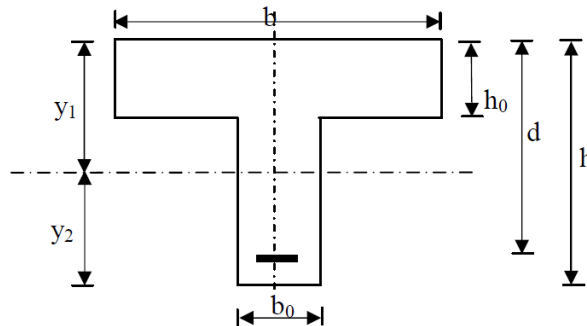
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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

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

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^3$$

$$B = b \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A$$

$$B = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right) \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,10^3 + 12,90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right) \right] + 15 \times 2,36 \times (12,90 - 2)^2$$

On aura :

$$I_0 = 15588,14 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0109} = 1,51$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t18}}{\langle 4 \times \rho \times \sigma_s \rangle + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{\langle 4 \times 0,0109 \times 197,86 \rangle + 2,1} ; 0 \right\} = 0,657$$

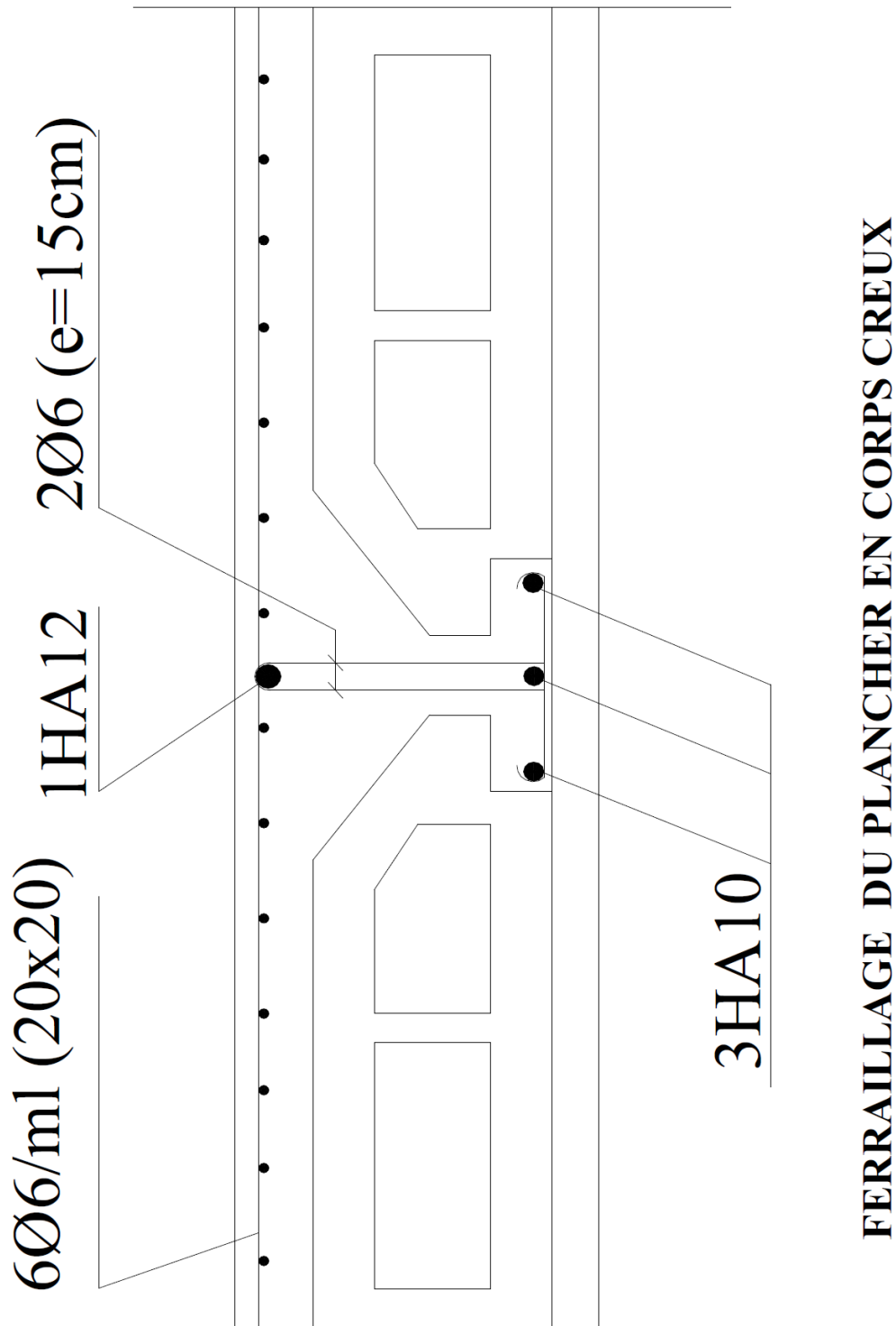
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \langle \lambda_v \times \mu \rangle} = \frac{1,1 \times 15588,14}{1 + \langle 1,51 \times 0,657 \rangle} = 8607,60 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

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

$$f = \frac{4,57 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,87 \times 8607,60 \times 10^4} = 6,36 \text{ mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm}$$

⇒ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.



III.4 Etude de la dalle pleine de la salle machine :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ($v = 1 \text{ m/s}$), la surface de la cabine est de $(1,50 \times 1,80) = 2,70 \text{ m}^2$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

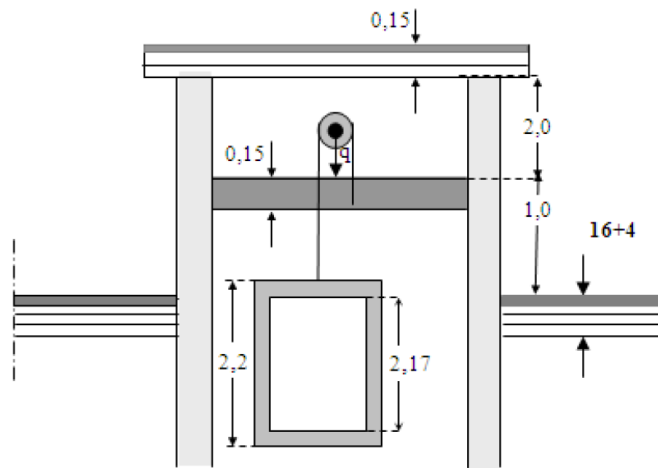


Fig. III.4.1: Schéma de la cage d'ascenseur.

III.4.1 Calcul de la dalle pleine du local machine :

- Principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par cette charge, et ce, suivant la petite portée ($L_x = 1,5$ m) et la grande portée ($L_y = 1,80$ m).

III.4.1.1 Dimensionnement :

$$h_0 \geq \frac{L_{\min}}{30}$$

$$h_0 \geq \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $h_0 = 15$ cm.

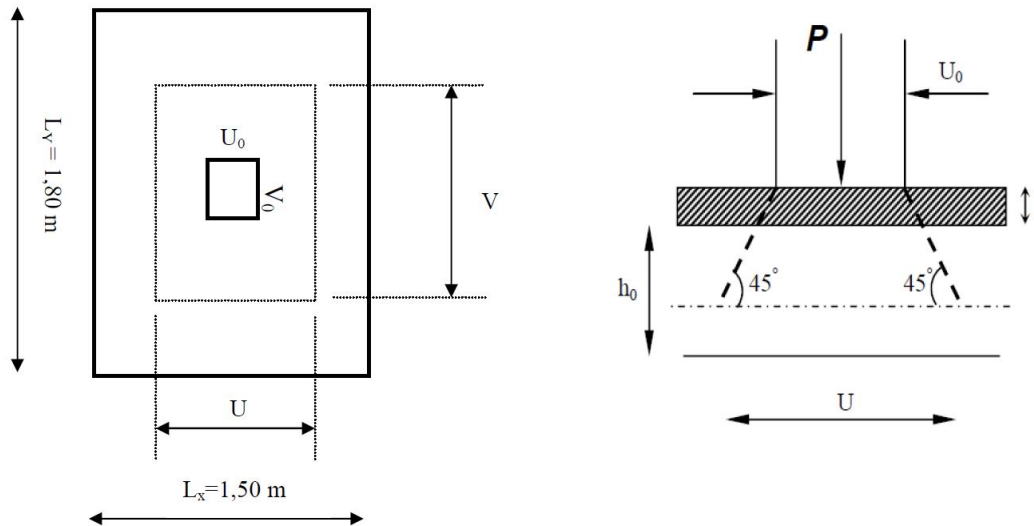


Fig. III.4.2: Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

$$U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d' une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$U = U_0 + 2 \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot e + h_0$$

Avec : $h_0 = 15$ cm (épaisseur de la dalle pleine).

$e = 5$ cm (épaisseur du revêtement).

U et V : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge, compte tenue de la diffusion à 45° .

$U_0 \times V_0$: surface de contact (80x80) cm^2 .

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

III.4.1.2 Calcul à l'ELU :

a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (M_2 + \nu M_1)$$

ν : Coefficient de POISSON (à l'ELU : $\nu = 0$):

M_1 et M_2 : Coefficient déterminés à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = L_x / L_y = 1,5 / 1,8 = 0,83$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,5} = 0,7$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

$\rho =$ Étant égale à 0,8

$$0,5 \leq 0,58 \leq 0,6$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,086 \\ M_2 = 0,063 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,082 \\ M_2 = 0,055 \end{array} \right.$$

$$\Delta \left(\frac{V}{l_y} \right) = 0,6 - 0,5 = 0,1.$$

$$\Delta M_1 = 0,082 - 0,086 = - 0,004$$

$$\Delta M_2 = 0,055 - 0,063 = - 0,008$$

$$\Delta \left(\frac{V}{l_y} \right) = 0,58 - 0,5 = 0,08.$$

$$\Delta M_1 = \frac{0,08 \times (-0,004)}{0,1} = - 0,0032$$

$$\Delta M_2 = \frac{0,08 \times (-0,008)}{0,1} = - 0,0064$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = 0,58 \end{array} \right\} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,086 - 0,0032 = 0,0828 \\ M_2 = 0,063 - 0,0064 = 0,0566 \end{cases}$$

• ELU :

$\Rightarrow M_1 = 0,0828 ; M_2 = 0,0566$ (du tableau de PIGEAUD)

$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml}$

$M_{x1} = 121,5 \times 0,0828 = 10,06 \text{ KN. m}$

$M_{y1} = 121,5 \times 0,0566 = 6,87 \text{ KN. M}$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$0,4 < \rho = 0,83 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$\rho = 0,83$ et $(\nu = 0) \Rightarrow \mu_x = 0,0531 ; \mu_y = 0,649$

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

$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1 \text{ KN / m}^2$

$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN / ml}$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

$M_{x2} = 0,0531 \times 8,05 \times (1,5)^2 = 0,96 \text{ KN. m}$

$M_{y2} = 0,649 \times 0,96 = 0,62 \text{ KN. m}$

Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,02 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,49 \text{ KN.m}$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

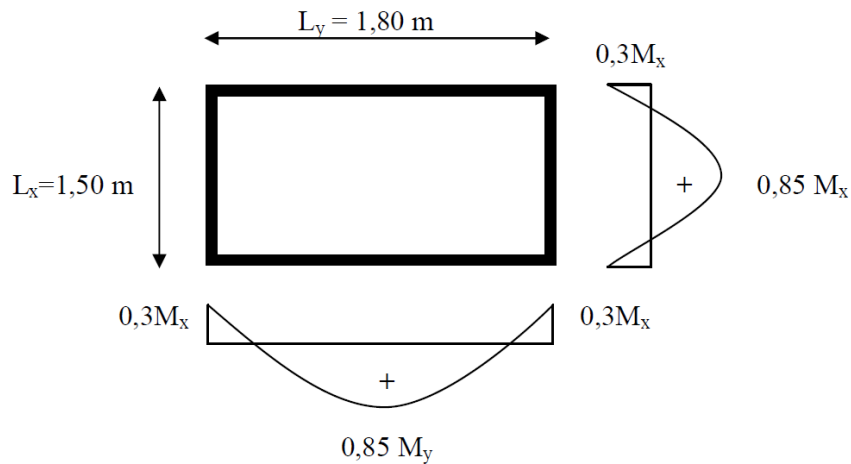


Fig. III.4.3: Distribution des moments sur le panneau.

Sens I_x :

- aux appuis : $M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 11,02 = 3,30 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 11,02 = 9,63 \text{ KN.m}$

Sens I_y :

- aux appuis : $M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 11,02 = 3,30 \text{ KN.m}$
- en travée : $M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 7,49 = 6,36 \text{ KN.m}$

III.4.1.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande d'un mètre de largeur.

a) Sens I_x :

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b.d_x^2.f_{bu}} = \frac{3,30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d_x.\sigma_{st}} = \frac{3,30 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b.d_x^2.f_{bu}} = \frac{9,63 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d_x.\sigma_{st}} = \frac{9,63 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

b) Sens I_y :

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b.d_y^2.f_{bu}} = \frac{3,30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta.d_y.\sigma_{st}} = \frac{3,30 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA10 = 3,92 cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right) = 13 - 0,8 = 12,2 \text{ cm.}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b.d_y^2.f_{bu}} = \frac{6,36 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,030 < \mu_r = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta.d_y.\sigma_{st}} = \frac{6,36 \times 10^3}{0,985 \times 12,2 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.

III.4.1.4 Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non-fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)

Sens x-x: $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = W_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction (x-x et y-y) $\Rightarrow W_0 = 0,8 \%$

$$A_x = A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,58)}{2} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$A_x = A_{x\min}$ $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Sens y-y: $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = W_0 \times b \times h_0$$

$$A_x = A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$A_y = A_{y\min} < A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

$$\text{- Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{- Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Ecartement des barres : (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe, soumise à une charge concentrée, ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Sens principale : $St \leq \min\{2h; 25\text{cm}\}$

$$St = 20\text{cm} < \min\{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$$

Sens secondaire : $St < \min\{3h; 33\text{cm}\}$

$$St = 20\text{cm} < \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées.

d) Diamètre maximal des barres : (Article A.7.2,1 du BAEL91 modifié 99).

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

e) Vérification de poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2x(U+V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN / ml} < 0,045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \cdot 10^{-3}}{1,5} = 472,5 \text{ KN.}$$

\Rightarrow La condition de non poinçonnement est vérifiée.

f) Rapport minimal des aciers en travée :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{1,45}{3} = 0,483 \text{ cm}^2$$

$A_y = 1,20 > 0,483 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.4.1.5 Vérifications à L'ELS :**a) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_x = q_s(M_1 + v M_2)$$

$$M_y = q_s(M_2 + v M_1)$$

$$v = 0,2$$

$$\Leftrightarrow M_1 = 0,0828 ; M_2 = 0,0566 \text{ (du tableau de PIGEAUD)}$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x1} = 90 (0,0828 + 0,2 \times 0,0566) = 8,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0566 + 0,2 \times 0,0828) = 6,58 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$0,4 < \rho = 0,58 < 1 \Leftrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,58 \text{ et } (v = 0,2) \Leftrightarrow \mu_x = 0,0885 ; \mu_y = 0,453$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN / ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$M_{x2} = 0,0885 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,453 \times 1,16 = 0,52 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,10 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

Sens L_x :

$$\text{- aux appuis : } M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 9,63 = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travée : } M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 9,63 = 8,18 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

$$\text{- aux appuis : } M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 7,10 = 2,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travée : } M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 7,10 = 6,03 \text{ KN.m}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton : (Article A.4.5-2 du BAEL91 modifié 99).

Pour se disposer de cette vérification, il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Suivant l'axe (x-x) : (sens L_x)

$$\text{▪ sur appuis : } \gamma = \frac{3,30}{2,88} = 1,14$$

$$\mu_a = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\text{▪ en travée : } \gamma = \frac{9,63}{8,18} = 1,17$$

$$\mu_t = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

Suivant l'axe (y-y) : (sens L_y)

▪ sur appuis : $\gamma = \frac{3,30}{2,88} = 1,14$

$\mu_a = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0176$

$\alpha = 0,0176 < \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$

▪ en travée : $\gamma = \frac{6,36}{6,03} = 1,05$

$\mu_t = 0,030 \rightarrow \alpha = 0,0381$

$\alpha = 0,0381 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275$

⇒ Les conditions sont vérifiées, Aucune vérification n'est nécessaire.

e) Etat limite d'ouverture des fissures : (Article A.4.5.3-2 du BAEL 91).

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

f) Vérification de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91).

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_x}{20M_k}$$

$\frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{0,85M_x}{20M_k} = 0,0425 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

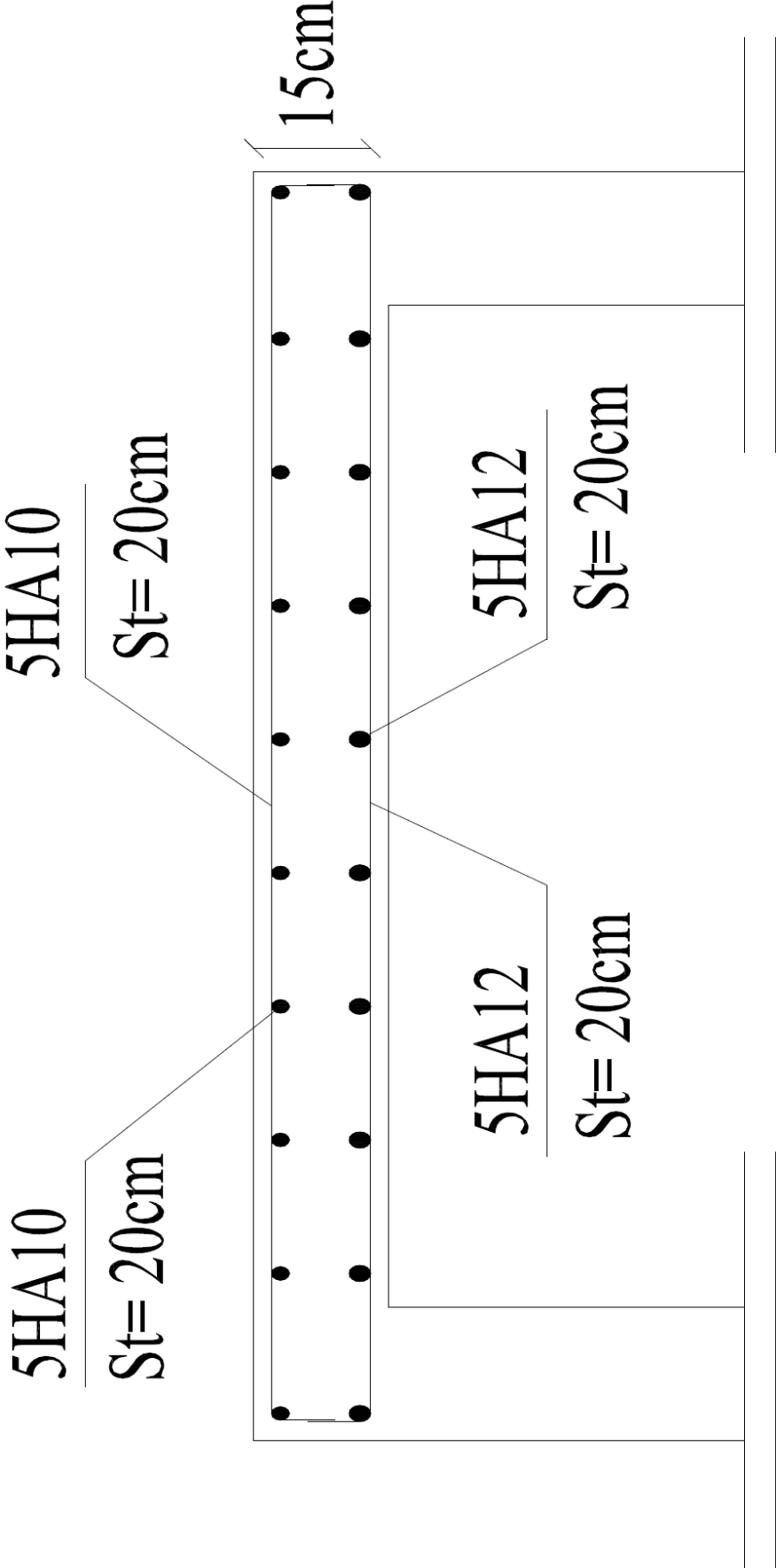
$\frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Le récapitulatif des résultats du ferrillage à l'ELU :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ² /m)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3,30	0,013	0,993	0,73	3,92	5HA10	20
	Y-Y	3,30	0,013	0,993	0,73	3,92	5HA10	20
En travée	X-X	9,63	0,040	0,980	2,17	5,65	5HA12	20
	Y-Y	6,36	0,030	0,985	1,52	5,65	5HA12	20



FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DE LA SALLE MACHINE

III.5 Calcul des dalles pleines de type « console » :

Le bâtiment comprend des dalles pleines considérées comme des consoles en béton armé encastées à leur extrémité (poutre de rive), ayant un garde corps de hauteur ($h = 1$ m) en brique creuse de 10cm d'épaisseur : les balcons et séchoirs.

III.5.1 Dimensionnement du balcon :

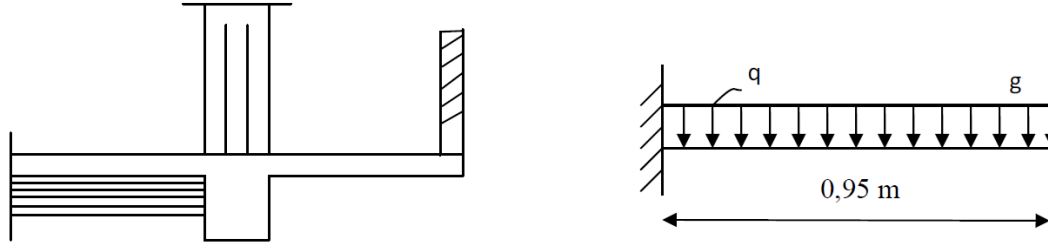


Fig. III.5.1 : Schéma statique de la dalle pleine de type « console ».

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10}$
 l : Largeur du balcon.

$$e_p = \frac{0,95}{10} = 9,5 \text{ cm}$$

Epaisseur choisie : $e_p = 15$ cm

III.5.2 Détermination des charges et des surcharges :

• Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :

$$G = 5,35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

• Charges et surcharges revenant au garde corps :

$$G_1 = 1,62 \text{ KN / ml}$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN / ml}$$

III.5.3 Combinaisons de charges :

• A P'ELU :

- La dalle :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = (1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 3,5) \times 1$$

$$q_u = 12,47 \text{ KN/ml}$$

Le garde corps :

$$g_u = (1,35 \times G_1) \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN}$$

• A P'ELS :

- La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5,35 + 3,5) \times 1 = 8,85 \text{ KN / ml}$$

- Le garde corps :

$$g_s = G_1 \times 1 \text{ m} = 1,62 \times 1 \text{ m} = 1,62 \text{ KN}$$

III.5.4 ferrailage :

a) Calcul du moment fléchissant :

• A P'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12,47 \times 0,95^2}{2} + 2,187 \times 0,95 = 7,70 \text{ KN.m}$$

• A l'ELU :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8,85 \times 0,95^2}{2} + 1,62 \times 0,95 = 5,53 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures en flexion simple :

1) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392$$

$$\mu_u = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,70 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement S_t = 25cm.

2) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 [cm²] avec S_t = 25cm

III.5.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times (100) \times (13) = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,5 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,47 \times 0,95 + 2,187 = 14,03 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,03 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,5} = 0,95 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,95 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$V_u = 14,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,03 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,10 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Vérification de l'adhérence des barres : (Article A.6.1-1 du BAEL 91)
- Vérification de l'ancrage des barres : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,84} = 352,11 \text{ mm} \quad \text{on opte pour : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour les aciers HA, la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3)

est : $a l = 0,4 s \times l$

$$a l = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

d) Vérification de l'espacement des barres :

- **armatures principales :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33) = 33 \text{ cm} \text{ ® La condition est vérifiée.}$$

- **armatures de répartition :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ ® La condition est vérifiée.}$$

III.5.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{Contrainte dans les aciers tendus.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ (2/3) f_e ; \text{Max} [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ft28}] \} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; \text{Max} [200 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa}] \} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 \text{ et } K_1 = 49,10 \text{ (du tableau)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{5,53 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 3,14} = 146,93 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 146,93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (Article A.4.5.6-2 du BAEL91)

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 146,93 / 49,10 = 2,99 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{95} = 0,157 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,157 > \frac{5,53}{10 \times 5,53} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

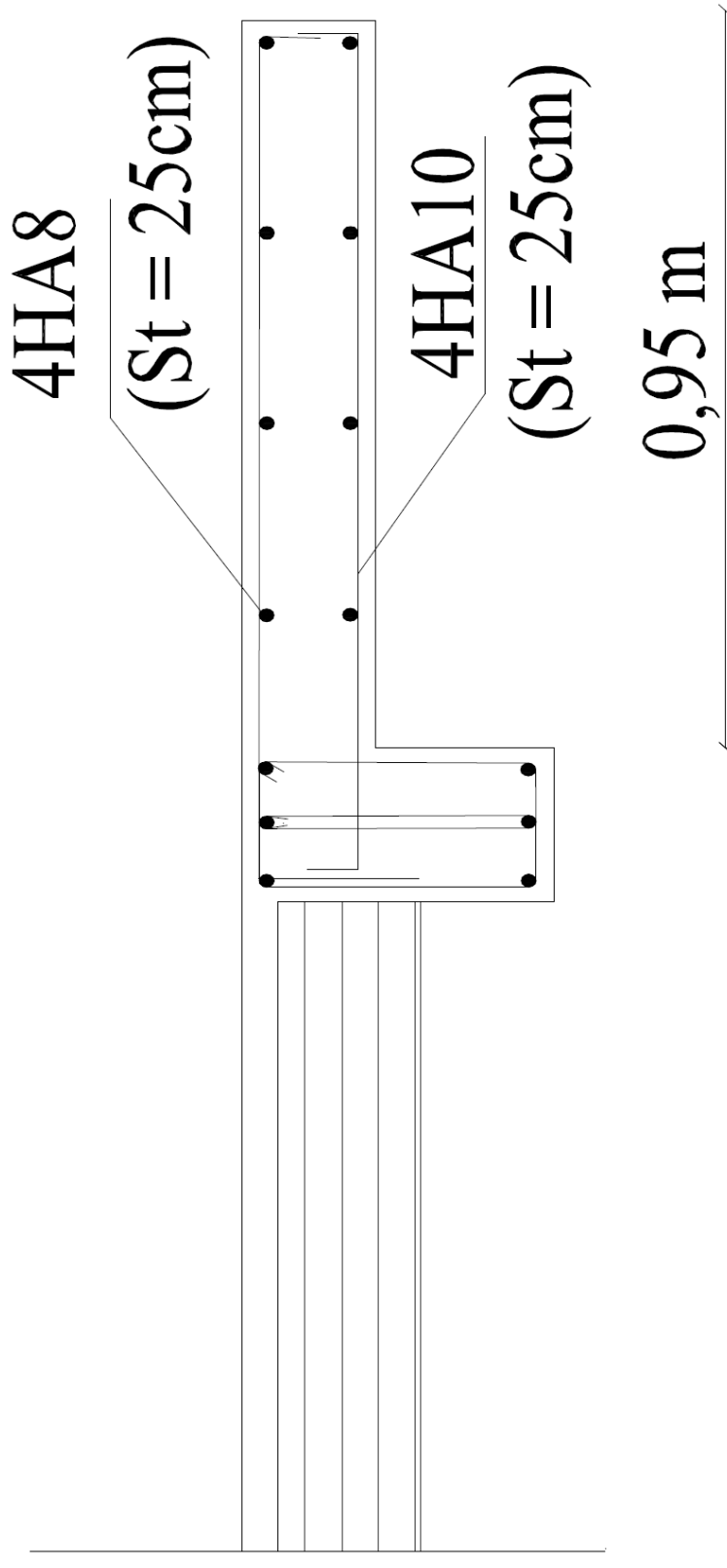
- Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :

- Section réelle des armatures :

$$A = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$



FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE DU BALCON.

III.6 Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à ($\alpha_1 = 28,46^\circ$ et $\alpha_2 = 30,81^\circ$) repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Pannes sablière, pannes faitière, pannes intermédiaires

III.6.1 Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes : $G_t = 0,55 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitations : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- Les efforts revenant aux pannes et aux chevrons :

$$\alpha = 30,81^\circ \quad \text{donc} \quad \cos 30,81 = 0,858$$

$$\frac{1}{\cos 30,81} = 1,16 \quad \sin 30,81 = 0,512$$

Donc la charge permanente devient :

$$G_t = 0,55 \times 1,16 = 0,638 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 0,638 \text{ KN/ml}$$

- Surcharges d'exploitations

$$Q = 1 \times 1,16 = 1,16 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons des charges :

a- A l'E.L.U :

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

$$q_u = (1,35 \times 0,638) + (1,5 \times 1,16) = 2,60 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,60 \text{ KN/ml}$$

b- A l'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,638 + 1,16 = 1,798 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1,798 \text{ KN/ml}$$

Détermination des efforts revenant aux différents éléments :

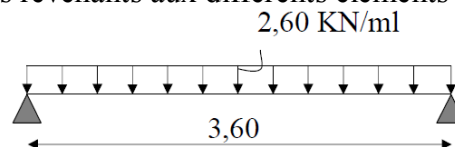


Fig. III.6.1: Schéma statique d'une panne

a- Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes : $1,2 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m}$

On prend : $e_p = 1,35 \text{ m}$

- Portée des pannes : $l_p = 3,60 \text{ m}$

y

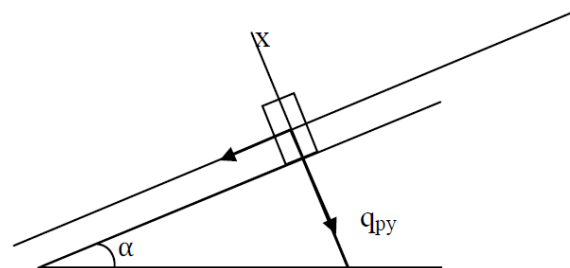
$$q_p = q_u \times e_p = 2,60 \times 1,35$$

q_{px}

$$q_p = 3,51 \text{ KN/ml}$$

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

suivant l'axe (x,x) : $q_{px} = q_p \sin \alpha = 3,51 \times 0,512 = 1,79 \text{ KN/ml}$



suitant l'axe (y,y) : $q_{py} = q_p \cos\alpha = 3,51 \times 0,858 = 3,01 \text{ KN/ml}$

III.6.2 Le dimensionnement des pannes :

Le choix de la section des pannes doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{h}{b} < 5$$

Dans 1,00m, nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections sont respectivement $(10,5 \times 22,50) \text{ cm}$ et $(5,50 \times 7,50) \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } \frac{22,5}{10,5} = 2,14 < 5$$

- Vérification des contraintes admissibles de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(10,5) \times (22,5^2)}{6} = 885,938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(22,5) \times (10,5^2)}{6} = 413,438 \text{ cm}^3$$

- Moments de flexion :

$$M_{fx} = q_{py} \times \frac{l^2}{8} = 3,01 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 4,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_{px} \times \frac{l^2}{8} = 1,79 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 2,89 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{4,87 \times 10^4}{885,93} + \frac{2,89 \times 10^4}{413,438} = 124,87 \text{ dan/cm}^2.$$

➤ Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f \dots \dots$ condition est vérifiée.

- Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962 CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{360}{300} = 1,2 \text{ cm.}$$

Avec L : la portée de la panne.

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

E_M : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,13 \text{ dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 124,87 \times 360^2}{48 \times 131080,13 \times 11,25} = 1,14 \text{ cm.}$$

$f < \bar{f}$ condition vérifiée.

Donc en garde les dimensions : **(10.5x22.5)HI_q**

III.6.3 Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_c ; Le chevron est considéré comme une poutre continue appuyée sur plusieurs appuis, la section de chevron est de $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$.

- L'espacement des chevrons est égal à : $e_c = 0,5 \text{ cm}$.

- La portée des chevrons est : $L_p = 1,35 \text{ cm}$.

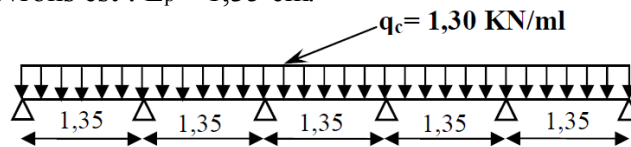


Fig.III.6.2: Schéma de chargement de chevron.

$$q_c = q_u \times e_c = 2,60 \times 0,5 = 1,30 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

Moment en travée : $M_t = 0,6 M_0$.

Moment aux appuis : $M_a = 0,8 M_0$.

Avec :

$$M_0 = \frac{qL_p^2}{8} = \frac{1,30 \times 1,30^2}{8} = 0,274 \text{ KN. ml.}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,274 = 0,164 \text{ KN. ml.}$$

$$M_a = 0,8 \times 0,274 = 0,219 \text{ KN/ml.}$$

Pour le choix des chevrons on doit vérifiés la relation suivante :

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

- En travée

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0,164 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 31,80 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{ft} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0,219 \times 10^4}{\frac{5,5 \times 7,5^2}{6}} = 42,47 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\sigma_{fa} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche admissible :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{135}{200} = \mathbf{0,675 \text{ cm.}}$$

L_p : La portée de chevron.

La valeur réelle de la flèche :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

$E_f = 131080,13 \text{ dan/cm}^2$, Est calculé déjà.

$$f_t = \frac{5 \times 31,80 \times 135^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = \mathbf{0,123 \text{ cm}}$$

$$f_a = \frac{5 \times 42,47 \times 135^2}{48 \times 131080,13 \times 3,75} = \mathbf{0,164 \text{ cm}}$$

$f_t < \bar{f} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

$f_a < \bar{f} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Donc la section adoptée pour les chevrons est : (5,5x7,5)cm.

III.6.4 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fait comme celui des pannes

En prend pour la section des liteaux (3x4) cm².

L'espacement des liteaux est égal à : $e_l = 30 \text{ cm}$

La portée des liteaux est : $L_p = 0,5 \text{ m}$

$$q_p = 2,60 \times 0,3 = 0,78 \text{ KN/ml.}$$

La section : $q_y = q_p \times \cos \alpha$

$$q_y = 0,78 \times \cos 30,81^\circ = 0,67 \text{ KN/ml.}$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha$$

$$q_x = 0,78 \times \sin 30,81^\circ = 0,40 \text{ KN/ml.}$$

- Vérification des contraintes admissible de bois :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(3) \times (4^2)}{6} = 8 \text{ cm}^3.$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(4) \times (3^2)}{6} = 6 \text{ cm}^3$$

- **Moments de flexion :**

$$M_{fx} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 0,67 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,021 \text{ KN. m.}$$

$$M_{fy} = q_x \times \frac{l^2}{8} = 0,40 \times \frac{(0,5)^2}{8} = 0,012 \text{ KN. m.}$$

$$\sigma_f = \frac{0,021 \times 10^4}{8} + \frac{0,012 \times 10^4}{6} = 46,25 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{0,021 \times 10^4}{8} + \frac{0,012 \times 10^4}{6} = 46,25 \text{ dan/cm}^2$$

Le bois utilisé est de catégorie I avec :

$$\bar{\sigma}_f = 142.$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$... condition est vérifier.

- **Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche est fixée par les règles C13. 71 ...[3] pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm.}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

E_f : module de déformation instantanée du béton.

$$E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

$$E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,13 \text{ dan/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 46,25 \times 50^2}{48 \times 131080,13 \times 2} = 0,046 \text{ cm.}$$

$f < \bar{f}$ condition vérifier.

Donc en garde les dimensions : (3 x 4) cm².



Chapitre 04



Modélisation de la structure

IV.1 Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

On considère une analyse de structure sous un chargement dynamique un modèle simplifié qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

– **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

– **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des noeuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure. ETABS utilise la Méthode des Eléments Finis.

• **Calcul des charges horizontales et verticales :**

A l'aide du logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous

l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales

Représentées par le séisme. Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

• **Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ses dimensions ; se fait à l'aide

des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

• **Méthode appliquées :**

- **Condition complémentaires :**

➤ Bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne IIa et classé selon son importance dans le groupe 2.

Il faut vérifier que $H < 23\text{m}$ avec 7 niveaux.

$H = 33,79\text{m} > 23\text{m}$ condition non vérifiée

➤ La structure présente une dissymétrie en plan.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

- **La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale a pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa**.
- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble).
- La structure à étudiée fait **33,79 m** (RDC + 8 + Entre-sol) de hauteur.

IV.2 Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (Entre-sol+RDC+8 étages) encastree à sa base.

Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer la structure en zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 99 modifié en 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges.

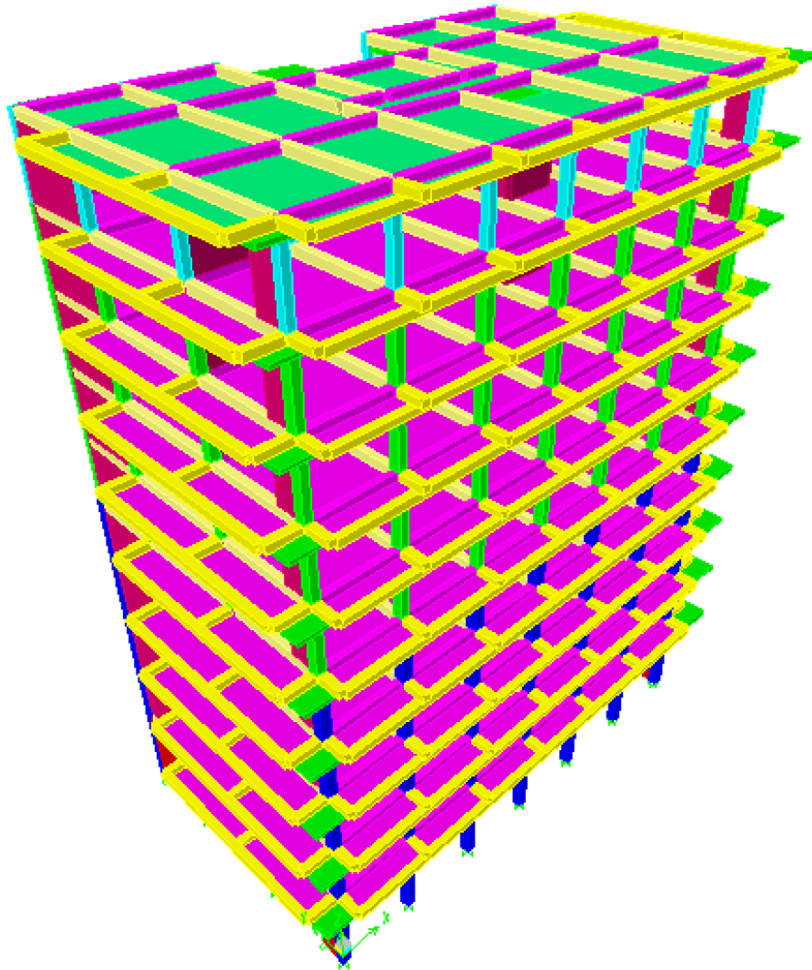


Fig. IV.1 : Modèle 3D de la structure.

IV.3 Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voiles porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à une forme rectangulaire non symétrique nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$ (L : la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

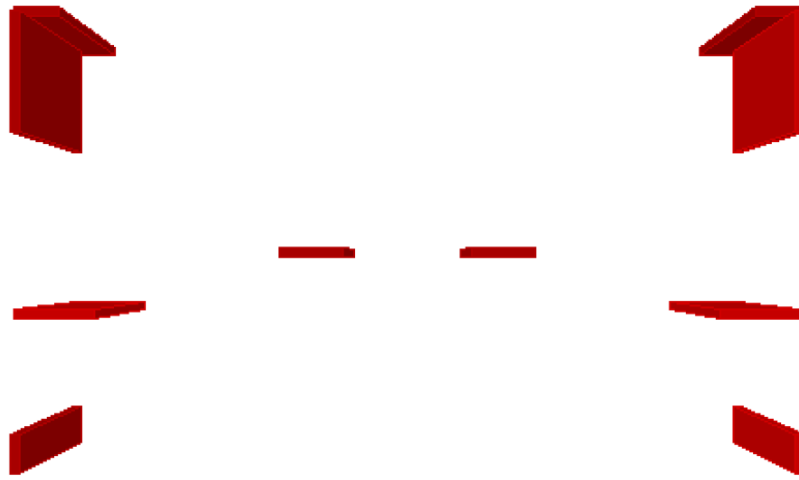


Fig. IV.2 : Disposition des voiles dans les différents étages.

IV.3 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: (**RPA 2003/Art 4.3.3**)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

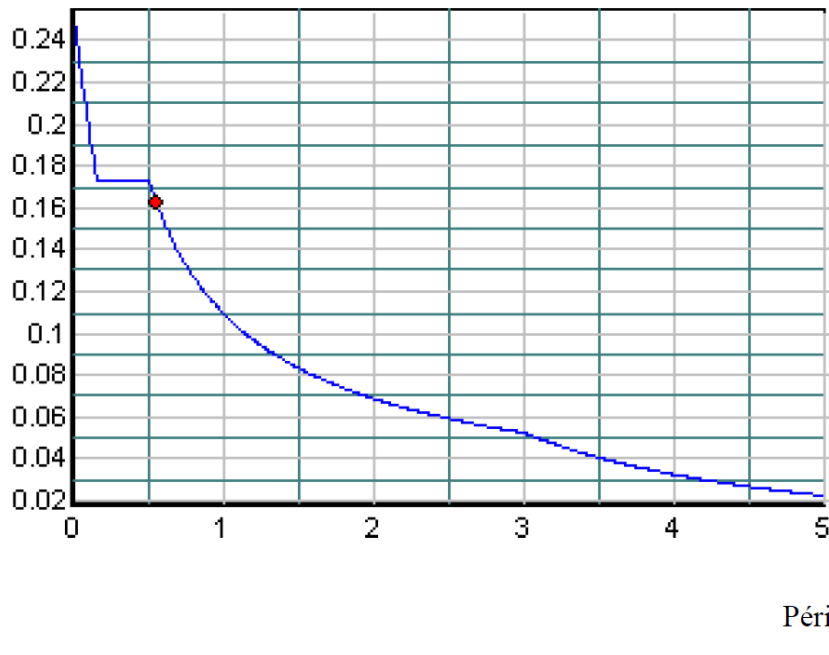


Fig. IV.3 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,15 [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

IV.4 Calcul du pourcentage de participation des voiles :

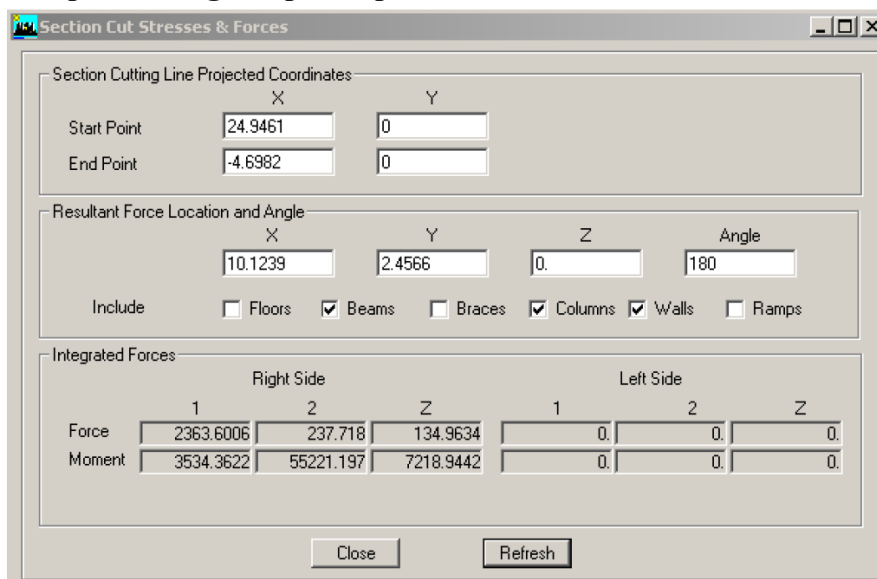


Fig. IV.4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

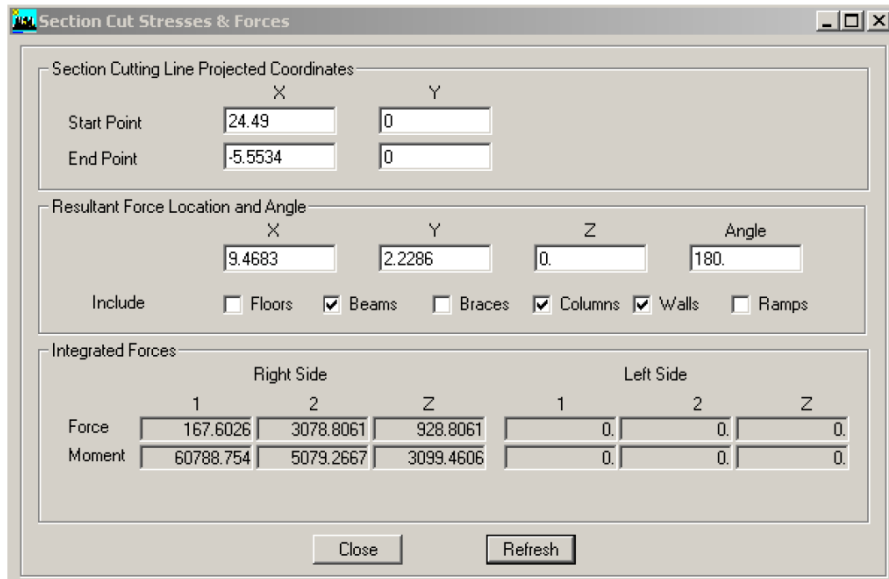


Fig. IV.5 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

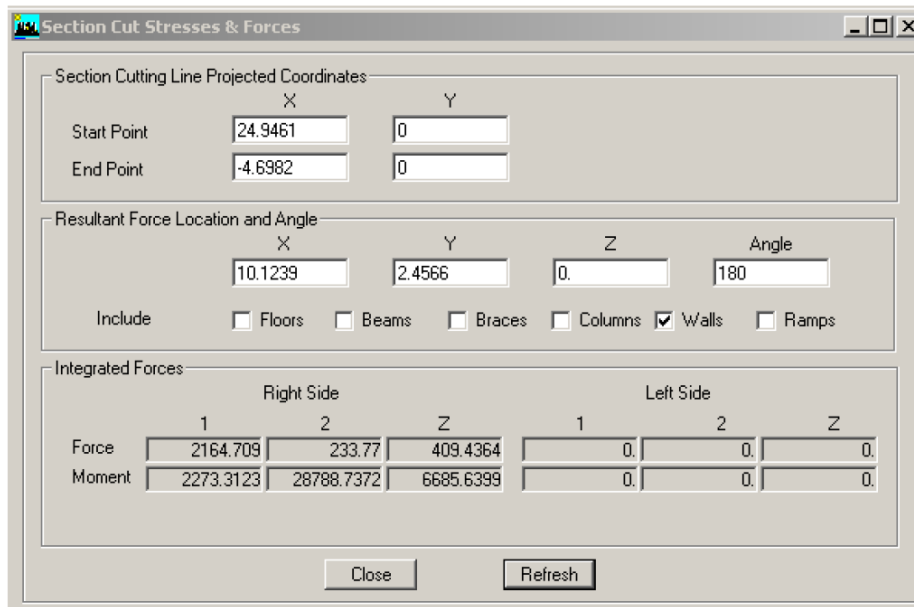


Fig. IV.6 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

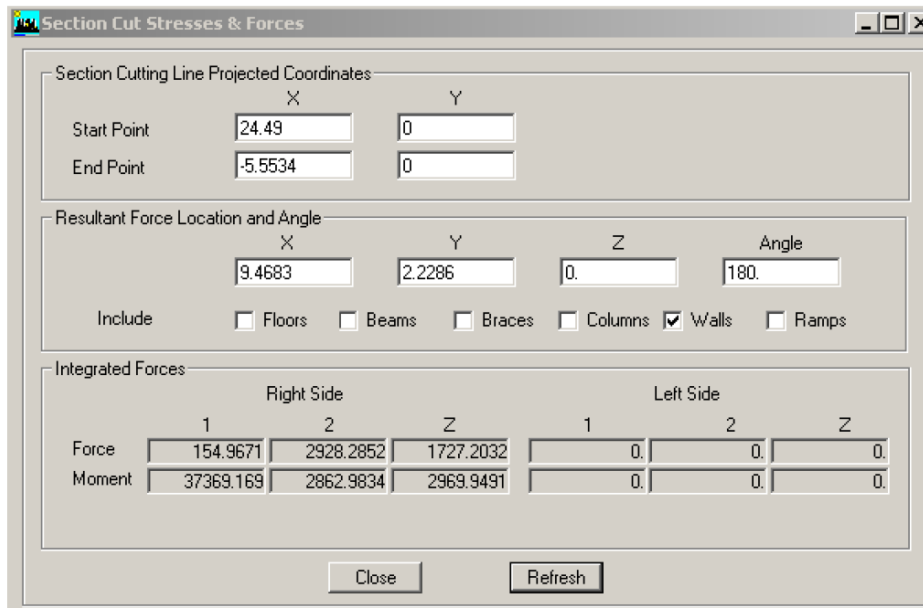


Fig. IV.7 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

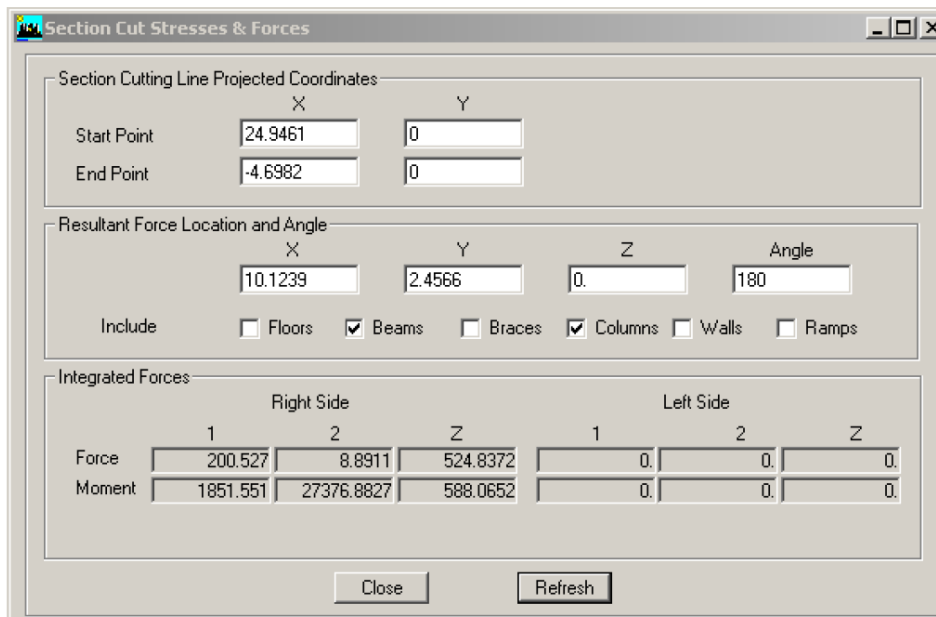


Fig. IV.8 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

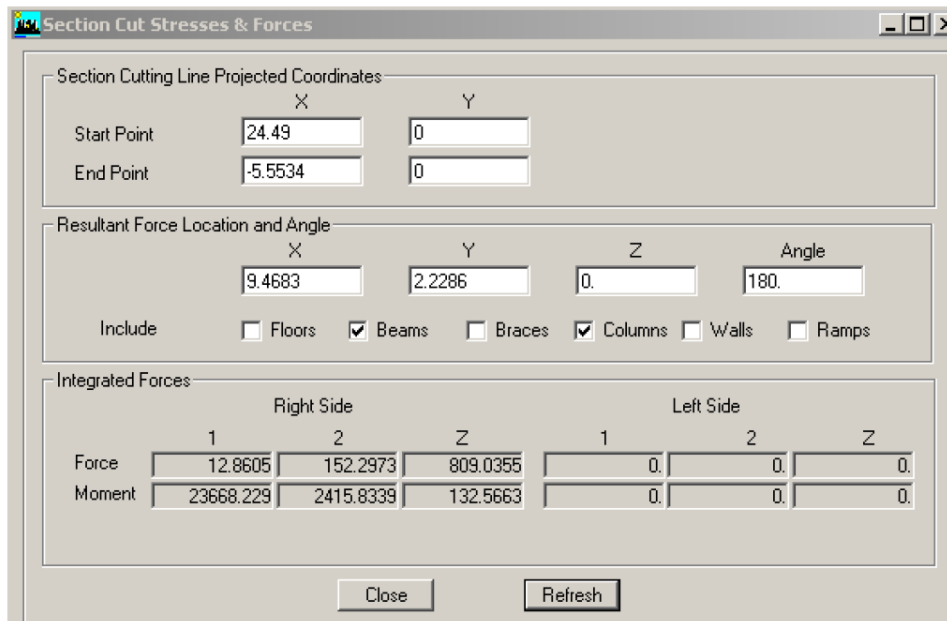


Fig. IV.9 : Efforts repris par les portiques selon Ey

- Remarque :

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : **2363,6006 Kn**

Efforts repris par les portiques : **200,527 Kn**

Efforts repris par les voiles : **2164,709 Kn**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **8,42 %**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **91,58 %**

Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble : **3078,8061 Kn**

Efforts repris par les portiques : **152,2973 Kn**

Efforts repris par les voiles : **2928,2852 Kn**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **4,90%**

- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **95,10%**

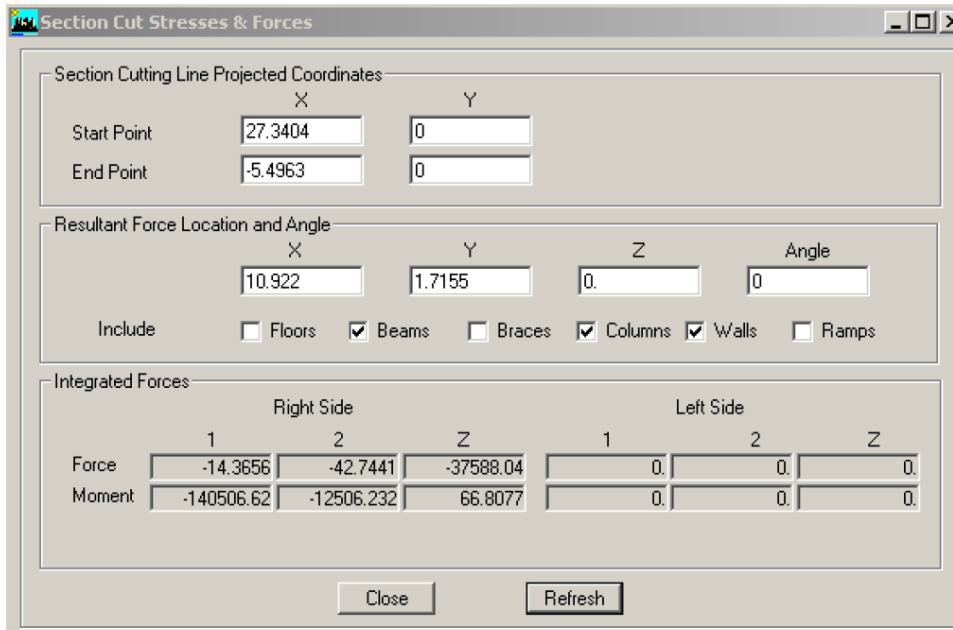


Fig. IV.10 : Charges verticales reprise par l'ensemble

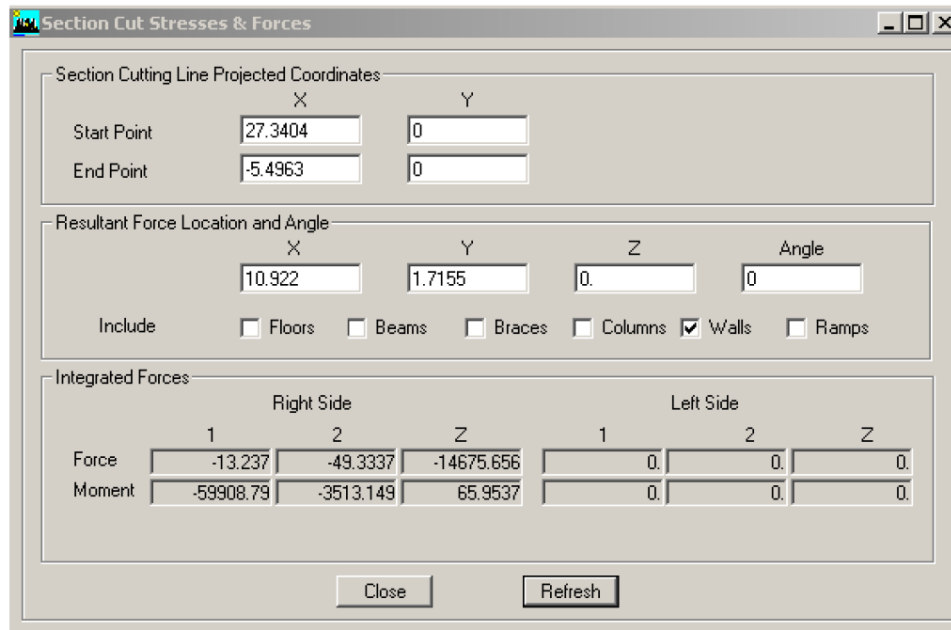


Fig. IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles

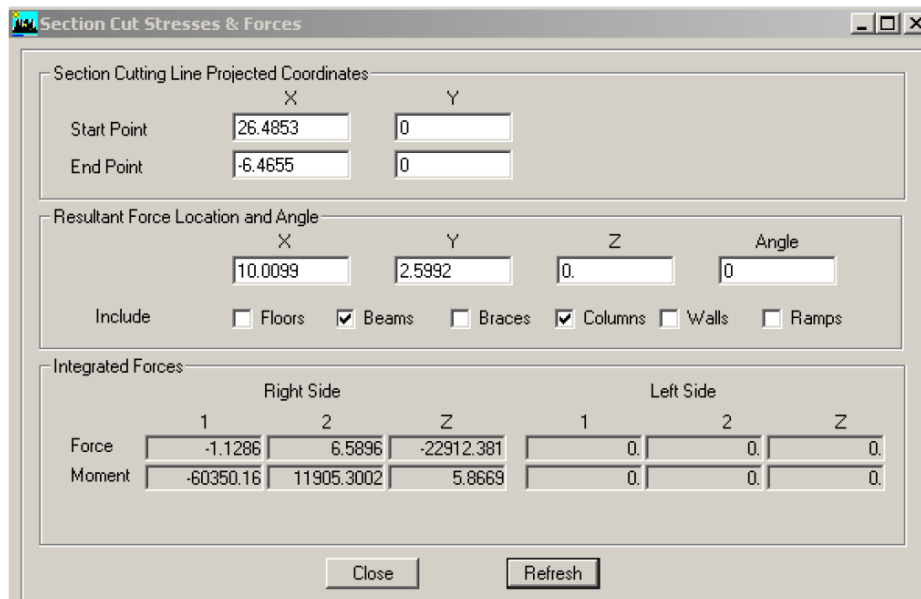


Fig. IV.12 : Charges verticales reprise par les portiques

Charges verticales reprise par les portiques : 22912,381KN (60,95%)

Charges verticales reprise par les voiles: 14675,656 KN (39,05%)

Le système est constitué de voiles et de portiques. Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

IV.5 Calcul du facteur de qualité Q :

- **Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :**

- Sens xx :

Critère q	Pénalité Pq
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,10$$

- Sens yy :

Critère q	Pénalité Pq
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g
0.000	0.250	0.130	0.200	0.260	0.190	0.390	0.190
0.010	0.250	0.140	0.190	0.270	0.190	0.400	0.190
0.020	0.240	0.150	0.190	0.280	0.190	0.410	0.190
0.030	0.240	0.160	0.190	0.290	0.190	0.420	0.190
0.040	0.230	0.170	0.190	0.300	0.190	0.430	0.190
0.050	0.230	0.180	0.190	0.310	0.190	0.440	0.190
0.060	0.230	0.190	0.190	0.320	0.190	0.450	0.190
0.070	0.220	0.200	0.190	0.330	0.190	0.460	0.190
0.080	0.220	0.210	0.190	0.340	0.190	0.470	0.190
0.090	0.210	0.220	0.190	0.350	0.190	0.480	0.190
0.100	0.210	0.230	0.190	0.360	0.190	0.490	0.190
0.110	0.210	0.240	0.190	0.370	0.190	0.500	0.190
0.120	0.200	0.250	0.190	0.380	0.190		

Tableau IV.1 : Les valeurs de spectre de réponse

IV.6 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

– Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Dans notre cas N=10 niveaux $\textcircled{R} K \geq (3 \times 10 = 10)$

Donc : **K=10** nombre de modes.

IV.7 Combinaison des réponses modales :

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d’amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j (T_i \leq T_j)$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

E : effet de l’action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

IV.8 Caractéristiques géométriques de la Structure :

NIVEAUX	Masse suivant X	Masse suivant Y	Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle
			X _{cm}	Y _{cm}	X _{cr}	Y _{cr}	e _x	e _y	e _x = e _y
E-SOL	425.9729	425.9729	10.564	5.708	10.737	6.334	-0.173	-0.626	1.217
RDC	386.3646	386.3646	10.562	5.584	10.719	6.354	-0.157	-0.770	
ETAGE 1	384.0131	384.0131	10.562	5.605	10.715	6.325	-0.153	-0.720	
ETAGE 2	386.3646	386.3646	10.562	5.584	10.718	6.277	-0.156	-0.693	
ETAGE 3	379.0709	379.0709	10.562	5.569	10.728	6.249	-0.166	-0.680	
ETAGE 4	372.6901	372.6901	10.561	5.555	10.739	6.229	-0.178	-0.674	
ETAGE 5	372.6901	372.6901	10.561	5.555	10.75	6.214	-0.189	-0.659	
ETAG 6	372.6901	372.6901	10.561	5.555	10.76	6.203	-0.199	-0.648	
ETAGE 7	366.3689	366.3689	10.561	5.541	10.768	6.194	-0.207	-0.653	
ETAGE 8	258.6209	258.6209	10.562	5.43	10.774	6.19	-0.212	-0.760	

Tableau IV.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

• L’excentricité :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu’a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA99ver 2003/Art 4.2.7)

$$e_x = e_y = 0,05 \times 24,35 = 1,217 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$E_x = X_{CM} - X_{CR} \rightarrow E_x = 0,770 \text{ m} < 1,217 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR} \rightarrow E_y = 0,212 \text{ m} < 1,217 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.9 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Mode	Période	Somme UX	Somme UY
1	1.207308	69.9323	0.2755
2	1.05942	70.3117	69.7707
3	0.936132	72.0241	69.9335
4	0.308673	88.2167	69.9337
5	0.246606	88.219	88.2381
6	0.212661	88.3716	88.2599
7	0.134828	94.2518	88.2616
8	0.103996	94.2534	94.7378

Tableau IV.3 : Périodes et participations massiques

– La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 8**.

IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A = 0,15**

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA99ver 2003/Tableau 4.3**)

Dans notre cas : **R=3,5**

- **D** : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad T_1 = 0,15 \text{ sec} ; T_2 = 0,50 \text{ sec. [Site S3 (RPA 2003/Tableau 4.7)].}$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donné par le tableau 4.2 (RPA99version2003)

Dans notre cas : $\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,76 > 0,7$

T : donnée par la formule empirique

- Sens x-x :

$$T_x = \min(c_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

❖ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 30,51m$$

❖ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T = 0,05$$

❖ D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 24,35 m$$

$$\begin{cases} T_x = \min \left((0,05 \times 30,51^{3/4}); (0,09 \frac{30,51}{\sqrt{24,35}}) \right) \\ T_x = \min(0,65s; 0,56s) \longrightarrow T_x = 0,56s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots T_2 \leq T_x \leq 3.0s \\ D_x = 1,76 \end{cases}$$

$$C_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} = \frac{0,15 \times 1,76 \times 1,10}{3,5} = 0,083$$

- Sens y-y :

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

$$D_y = 14,00m$$

$$\begin{cases} T_y = \min(0,05 \times 30,51^{3/4}, 0,09 \times \frac{30,51}{\sqrt{14,00}}) \\ T_v = \min(0,65 \text{ s}, 0,73 \text{ s}) \longrightarrow T_v = 0,65 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} Dy = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_y < 3,0\text{s} \\ Dy = 1,59 \end{cases}$$

$$C_y = \frac{A \cdot Dy \cdot Q_y}{R} = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,05}{3,5} = 0,071$$

• **Effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente :**

$$\begin{cases} V_x = 3240,32 \text{ KN} \\ V_y = 3084,31 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Efforts tranchants à la base obtenus par la méthode dynamique :**

$$\begin{cases} V_x = 2974,25 \text{ KN} \\ V_y = 3121,29 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Application numérique :**

$V_{x \text{ dyn}} = 2974,25 \text{ KN} > 80\% V_x = 2592,25 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$V_{y \text{ dyn}} = 3121,29 \text{ KN} > 80\% V_y = 2467,45 \text{ KN}$Condition vérifiée.

IV.10 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

• **Vérification du déplacement max :**

$$f = H / 500$$

$$f = 30,51 / 500 = 0,061\text{m (au dernier étage)}.$$

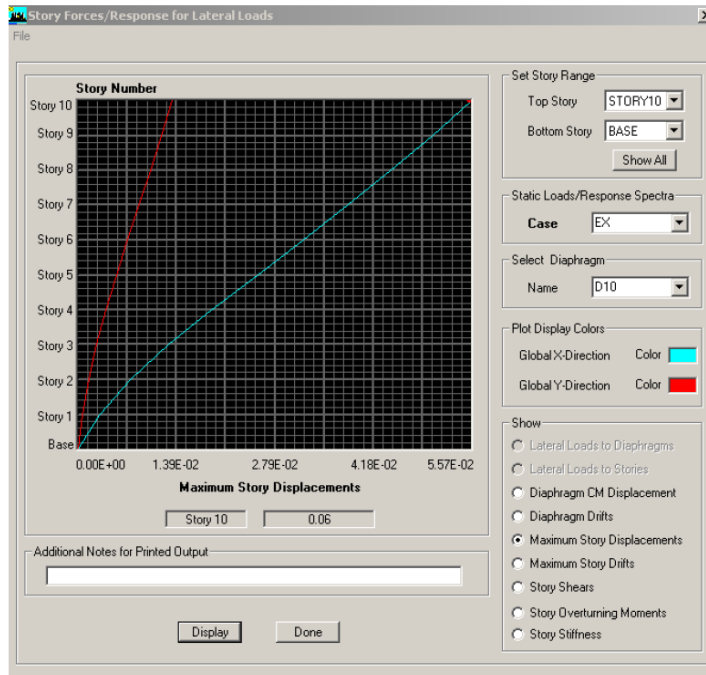


Fig. IV.13 : Vérification des déplacements selon Ex.

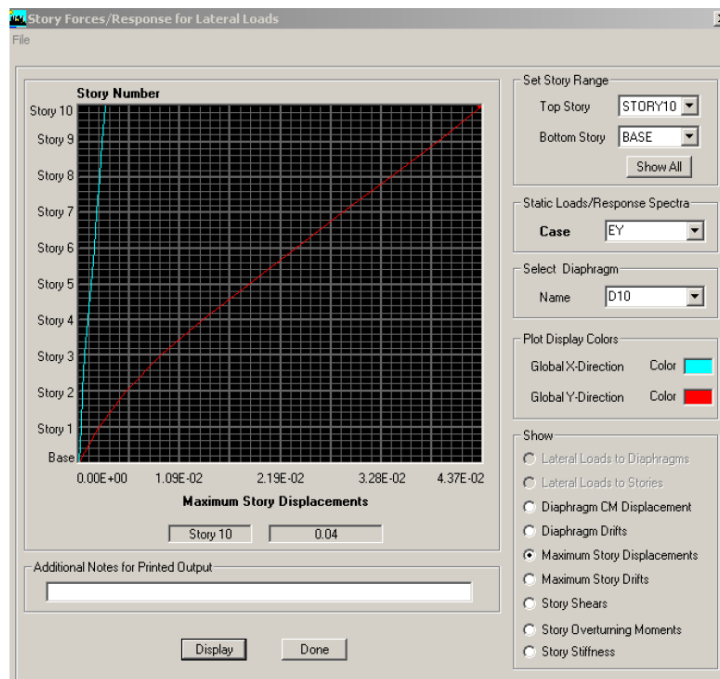


Fig. IV.14 : Vérification des déplacements selon Ey.

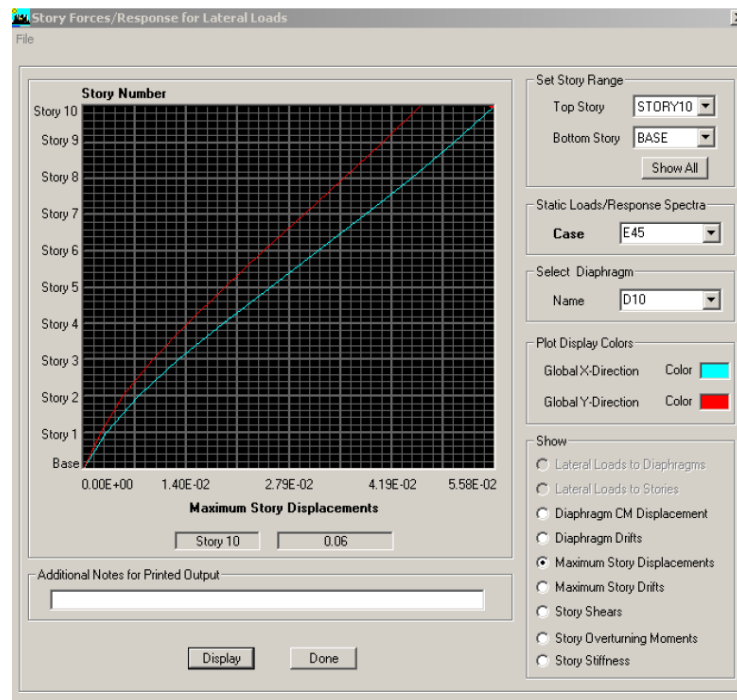


Fig. IV.15 : Vérification des déplacements selon E45.

Vérifications des résultats des déplacements Max :

On a bien : $E_x = E_{45} = 0,06 \text{ m} < f$

$E_y = 0,04 \text{ m} < f$

⇒ Le déplacement Max est vérifié

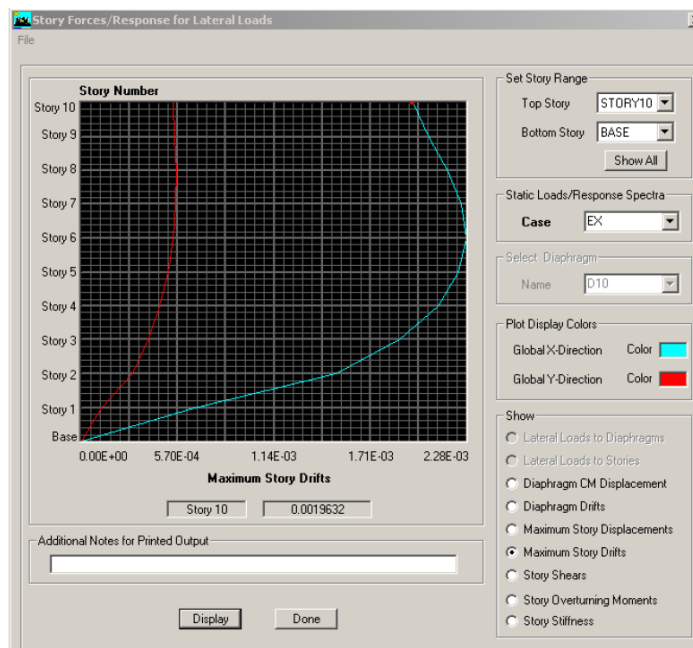


Fig. IV.16 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ex.

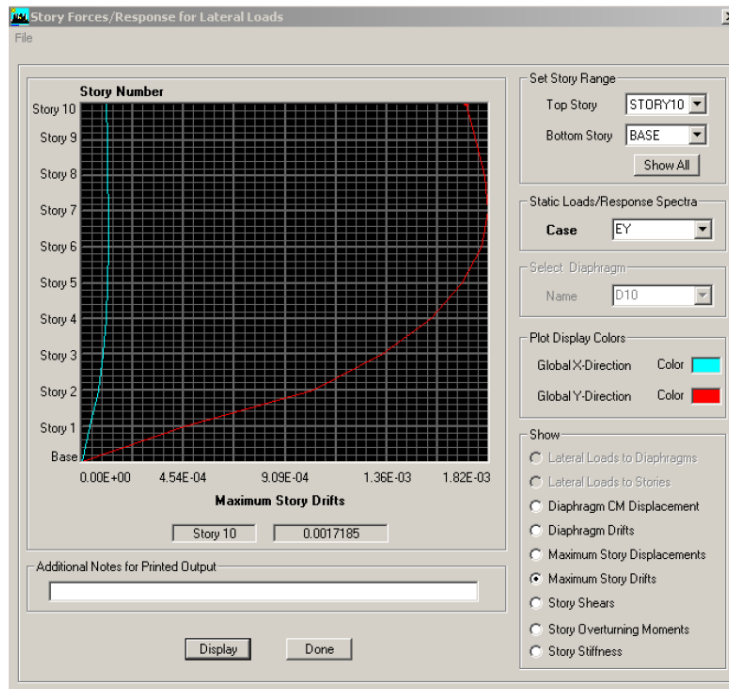


Fig. IV.17 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ey.

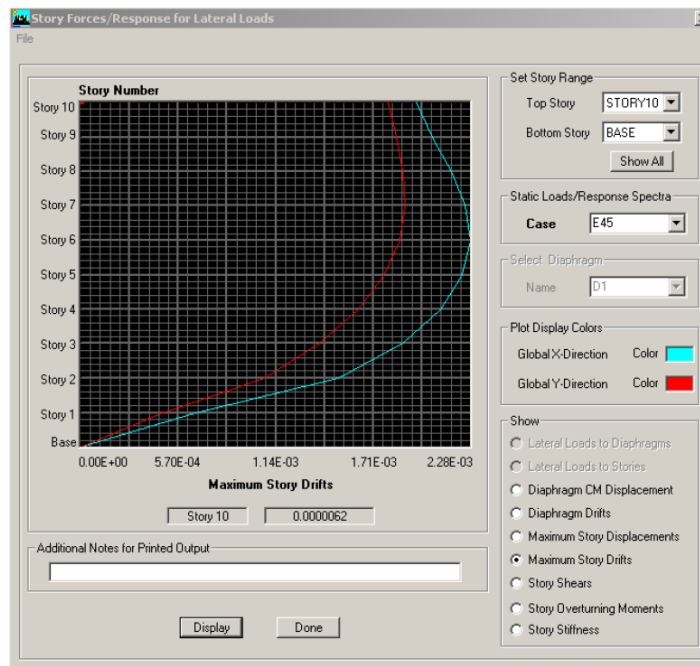


Fig. IV.18 : Vérification du déplacement relatif inter-étage selon E45.

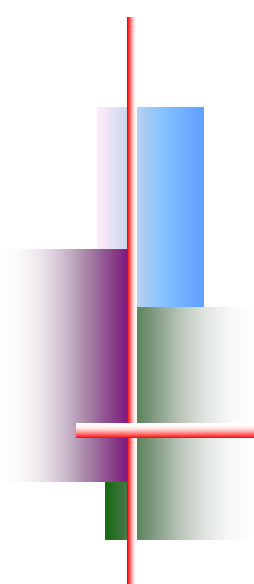
NIVEAUX	Déplacement (ETABS)				Hauteur	RPA \leq (1%h)	OBS
	EX	EY	E45				
	X	Y	X	Y			
ETAGE 8	0.001964	0.001717	0.001967	0.001801	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 7	0.002058	0.001763	0.002061	0.001847	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 6	0.002166	0.001803	0.002169	0.001888	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 5	0.002249	0.001817	0.002252	0.0019	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 4	0.002278	0.001788	0.002281	0.001868	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 3	0.002227	0.001699	0.00223	0.001773	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 2	0.002109	0.00156	0.002111	0.001627	2.89	0.0289	Vérifiée
ETAGE 1	0.001883	0.001343	0.001885	0.0014	2.89	0.0289	Vérifiée
RDC	0.001507	0.001035	0.001508	0.001078	2.89	0.0289	Vérifiée
E-sol	0.000666	0.00046	0.000667	0.000475	4.05	0.0405	Vérifiée

Tableau IV.4 : Vérification des déplacements relatifs.


Conclusion :

- Efforts tranchants à la base est vérifiée.
- Excentricité est vérifiée.
- Déplacement maximal est vérifié.
- Déplacement relatif inter-étage est vérifié.

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé la structure.



Chapitre 05



*Résultats d'étude
aux chargements*

IV.1 Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

- **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : $1,35G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

$G + Q \pm E$

$G 0,8 \pm E$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme.

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

a) Portique :

Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$
poteaux	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$

b) Les voiles :

Les combinaisons à considérer pour le cas de voiles :

- ELU
- ELS
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.2 Les efforts internes dans les éléments :

V.2.1 Les poteaux :

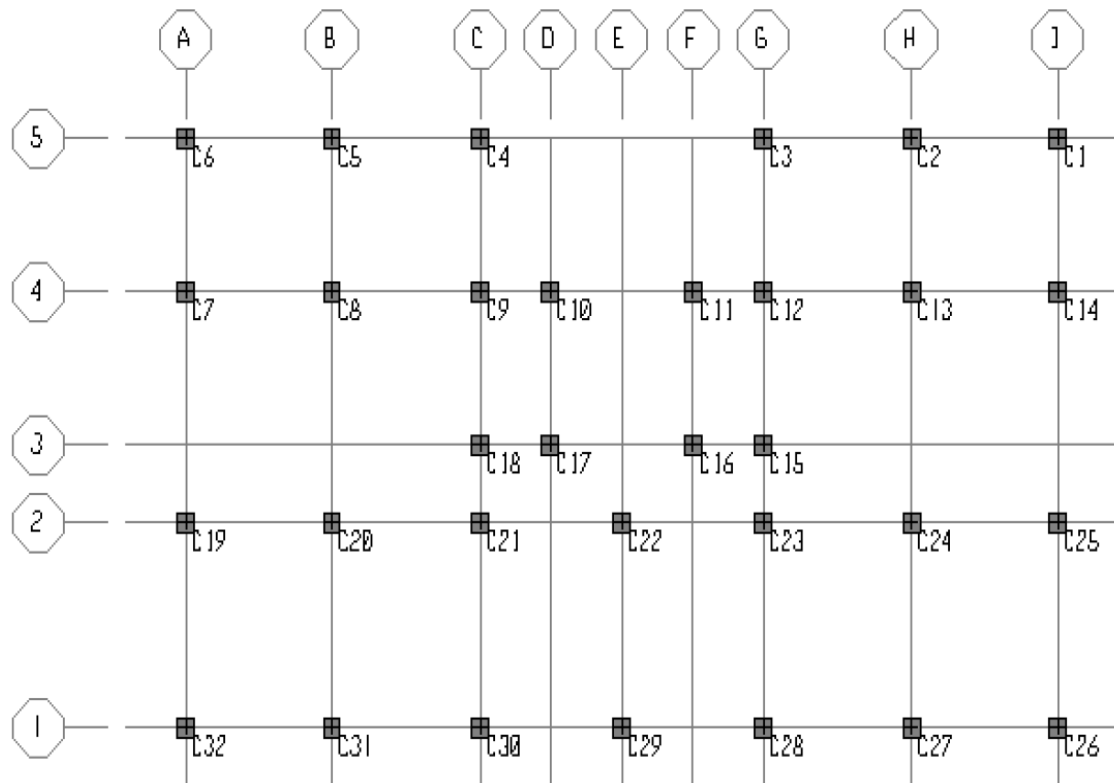


Fig. V.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Nb :le symbole C sur fig.V.1 représente le symbole P sur tableaux.

- Poteaux (40 x 40):

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P4	-614.06	4.5	10.65	-13.853	-5.292
P21	-1030.88	11.79	35.38	47.433	15.996
P23	-779.38	-29.38	23.75	31.591	-39.908
P30	-2820.95	0.46	-1.57	-5.289	0.703

COMB 2.....ELS

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P4	-433.63	3.18	7.57	-9.843	-3.735
P21	-730.47	8.39	25.24	33.851	11.385
P23	-551.63	-20.89	16.96	22.564	-28.37
P30	-1998.17	0.33	-1.17	-3.835	0.501

COMB 3.....0,8G ± E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P20	-1636.95	-14.13	-7.16	-25.874	-40.205
P21	-126.73	52.73	61.4	86.945	74.257
P23	222.77	10.1	9.81	1.508	15.231
P24	-9.67	78.92	29.16	42.072	111.291

COMB 4.....G + Q ± E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P20	-2457.07	-15.44	-8.23	-28.568	-42.149
P21	-511.5	56.87	73.37	102.962	79.873
P23	-194.25	46.65	68.1	36.189	101.282
P23	-880.06	-88.42	-34.18	-50.663	-123.374

- Poteaux (35 x 35):

COMB 1.....ELU

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P4	-171.1	4.51	10.01	-11.669	-4.856
P21	-303.91	14.61	35.9	49.916	20.513
P23	-221.25	-34.73	22.48	31.178	-48.434
P30	-1336.53	4.18	-4.82	-7.554	5.674

COMB 2.....ELS :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P4	-120.88	3.19	7.12	-8.298	-3.433
P21	-214.95	10.4	25.61	35.609	14.596
P23	-156.23	-24.69	16.06	22.264	-34.426
P30	-946.64	2.98	-3.59	-5.591	4.038

COMB 3.....0,8G ± E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	40.77	33.54	22.91	9.618	46.118
P20	-598.86	-57.25	-33.88	-48.019	-79.802
P21	-104.41	45.98	49.93	72.26	65.995
P23	-316.92	-64.43	-33.8	-49.342	-92.899

COMB 4.....G + Q ± E :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	-56.59	25.57	32.43	0.102	50.63
P21	-348.08	50.44	60.72	87.527	72.388
P23	-500.02	-75.1	-26.97	-39.726	-108.134
P30	-1070.9	-35.02	-20.75	-30.095	-48.841

- Poteaux (30 x 30):

COMB 1.....ELU

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	-64.51	-13.01	19.54	-24.536	16.864
P23	-94.72	-30.61	16.17	21.879	-39.399
P29	-164.61	-1.71	30.27	-38.59	1.929
P30	-229.86	6.17	-2.34	-4.312	7.532

COMB 2.....ELS

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	-45.5	-9.22	13.93	-17.47	11.948
P23	-66.56	-21.76	11.52	15.603	-28
P29	-116.15	-1.22	21.38	-27.245	1.372
P30	-162.18	4.39	-1.82	-3.276	5.36

COMB 3.....0,8G ± E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	7.38	24.79	20.64	8.285	42.838
P21	-22.32	39.78	35.82	48.126	50.094
P23	-54.34	-49.7	-23.74	-31.636	-64.48
P30	-88.75	-29.5	-19.76	-24.697	-37.888

COMB 4.....G + Q ± E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
P5	-18.16	19.93	27.39	-0.287	49.138
P21	-74.88	45.09	45.1	60.477	56.637
P23	-93.59	-60.68	-18.15	-24.165	-78.608
P30	-179.4	-27.32	-19.47	-24.759	-35.233

V.2.2 Les Poutres :

a) Plancher de l'E-sole au 7^{ème} étage :

- Poutres principales (25 x 35) :

COMB 1.....ELU :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B5	-12.01	61.572
B5	134.38	-119.14

COMB 2.....ELS :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B5	-8.61	43.92
B5	102.98	-84.895

COMB 3.....0,8G ± E et G + Q ± E :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B13	35.27	72.179
B5	82.88	-129.222

Poutres secondaire (25 x 30) :

COMB 1.....ELU :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B28	9.65	28.085
B28	34.09	-41.891

COMB 2.....ELS :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B28	7.03	22.89
B28	24.13	-29.77

COMB 3.....0,8G ± E et G + Q ± E :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B47	-25.77	10.36
B42	-42.72	-86.715

b) Plancher du 8^{ème} étage :

- Poutres principales (25 x 35) :

COMB 1.....ELU :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B19	-7.6	50.339
B5	112.07	-94.06

COMB 2.....ELS :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B19	-5.38	35.723
B5	79.52	-66.75

COMB 3.....0,8G ± E et G + Q ± E :

Elément	T(KN)	M(KN.m)
B2	1.86	54.866
B3	-78.01	-99.218

- Poutres secondaire (25 x 30) :

COMB 1.....ELU :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B28	9.65	28.085
B28	33.42	-43.26

COMB 2.....ELS :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B28	7.03	20.66
B28	23.63	-30.67

COMB 3..... G + Q ± E et 0,8G ± E :

Elément	T (KN)	M(KN.m)
B47	-23.67	9.15
B42	-39.62	-78.612

V.2.3 Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I → E-Sol

Zone II → RDC et Étages (1, 2,3)

Zone III → Étages (4, 5,6, 7)

Zone IV → Étage 8

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : $v = v' = L/2$

L : la longueur du voile.

S : la section du voile. (S = L x e).

I : le moment d'inertie du voile. $I = e \times L^3/12$

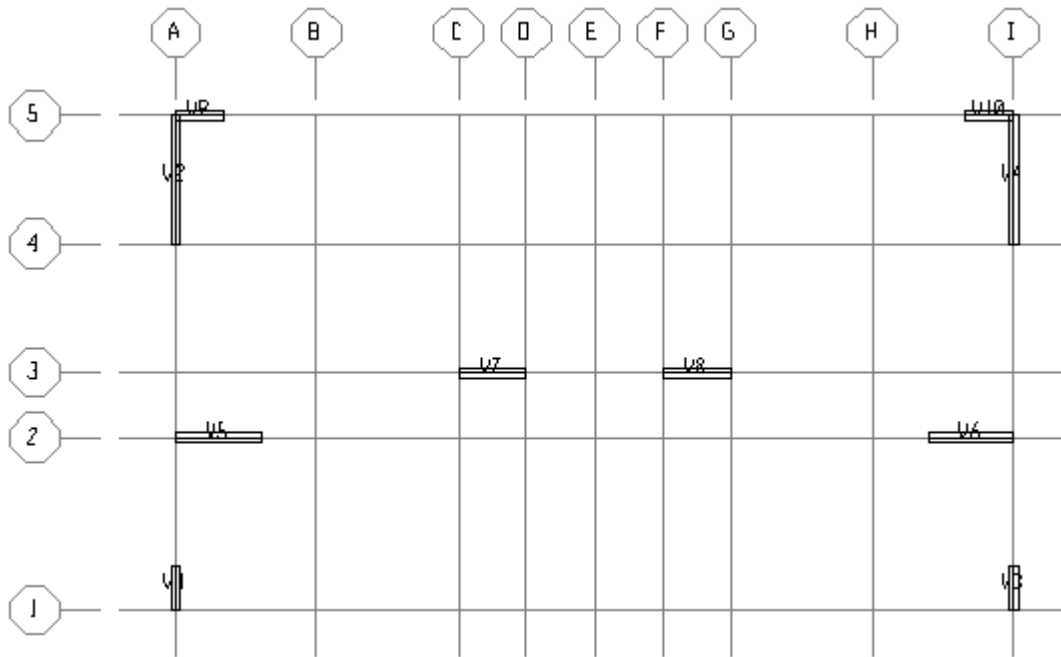


Fig. V.2 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

• Les résultats des contraintes des voiles :

- Zone I :

Voile L = 2,85 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V2	ELU	-5633.42	-13.78	-8.22	1477.821	-5.8	-3.5
V2	ELS	-3972.62	-9.57	-5.82	-1047.677	3.7	2.5
V2	08G±E	2501.34	1098.25	7.25	788.56	-5.3	-1.2
V2	G+Q±E	-1735.24	1091.71	4.12	733.588	-4.6	0.3

Voile L = 0,90 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V9	ELU	-1204.61	-13.39	0	38.82	-6.1	4.0
V9	ELS	-845.8	-9.47	0	27.45	4.3	2.8
V9	08G±E	-1776.85	-212.15	-5.55	-90.864	-9.9	-5.1
V9	G+Q±E	-1372.48	-217.22	-5.57	-108.782	8.7	-2.9

Voile L = 1,95 m , e = 25 cm .

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V6	ELU	-5503.5	-105.01	-7.02	259.04	-6.1	-4.0
V6	ELS	-3893.79	-74.33	-4.99	183.489	-5.2	-3.3
V6	08G±E	-2977.8	-545.78	-15.86	-168.288	3.4	2.7
V6	G+Q±E	-4212.15	-585.51	-18.33	-149.971	5.6	--2.1

Voile L = 1,30 m , e = 25 cm.

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V8	ELU	-4130.68	-19.97	-6.94	-58.59	-9.5	-7.9
V8	ELS	-2917.95	-14.28	-4.92	41.995	8.6	6.4
V8	08G±E	-1850.81	-411.68	-19.27	-186.58	8.3	-3.0
V8	G+Q±E	-2603.77	-418.24	-21.86	-197.579	6.8	5.2

Voile L = 0,90 m , e = 25 cm .

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V1	ELU	-1991.92	26.38	-7.6	-129.459	7.8	4.9
V1	ELS	-1820.67	18.47	-5.37	-91.27	7.1	-5.2
V1	08G±E	-1899.57	-102.45	-10.86	-143.19	8.8	4.2
V1	G+Q±E	-2531.78	-91.07	-13.78	103.53	-9.4	-7.9

Zone II :

Voile L = 2,85 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V2	ELU	-4514.23	3.62	-23.88	-1133.254	-2.1	-3.7
V2	ELS	-3185.6	2.87	-16.89	-804.466	2.6	-1.6
V2	08G±E	-3724.45	-999.82	-26.54	-1753.207	-5.6	-0.6
V2	G+Q±E	-4604.75	-1000.61	-35.69	-1168.227	2.4	3.8

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V9	ELU	-806.08	-26.36	1.02	44.9	-5.7	-2.8
V9	ELS	-566.83	-18.64	0.73	31.724	4.0	1.9
V9	08G±E	-1812.59	-161.34	-9.55	-98.803	7.8	6.3
V9	G+Q±E	-2063.98	-168.66	-9.47	-100.562	-9.6	-7.5

Voile L = 1,95 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V5	ELU	-5135.43	116.34	-24.39	275.384	-5.7	-3.2
V5	ELS	-3632.31	82.33	-17.36	194.988	3.7	0.2
V5	08G±E	-2081.84	395.14	33.19	679.8	2.3	0.4
V5	G+Q±E	-2642.61	439.27	24.62	-785.639	1.2	1.0

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V7	ELU	-2842.73	45.18	-23.1	73.878	5.2	4.6
V7	ELS	-2008.79	32.36	-16.29	52.892	7.1	-6.8
V7	08G±E	-1273.69	304.51	45.11	153.66	4.6	2.2
V7	G+Q±E	-2916.8	315.27	37.76	-171.002	-7.3	-5.2

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V1	ELU	-2287.79	-12.99	-19.53	-59.965	-8.3	-6.7
V1	ELS	-2322.62	-9.48	-13.79	-42.969	7.7	5.8
V1	08G±E	-1531.34	-79.26	-27.9	-95.014	7.2	4.9
V1	G+Q±E	-1807.85	-82.15	-35.48	-114.049	5.3	4.0

Zone III :

Voile L = 2,85 m , e = 20 cm.

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V2	ELU	-2389.01	54.82	-14.12	-677.561	1.3	1.7
V2	ELS	-1686.21	39.13	-9.95	-480.89	-2.7	-1.2
V2	08G±E	-1391.76	-521.09	-23.11	-601.04	2.7	0.2
V2	G+Q±E	-2428.46	-502.62	-28.76	-995.105	-3.0	-0.1

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V9	ELU	-327.75	-32.32	1.05	49.53	3.4	0.1
V9	ELS	-230.64	-22.88	0.75	35.064	2.4	0.0
V9	08G±E	507.23	88.34	3.8	72.644	5.1	-0.3
V9	G+Q±E	-657.83	77.38	4.12	-99.909	-6.8	-0.1

Voile L = 1,95 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V5	ELU	-2289.38	46.51	-29.56	-96.667	-5.3	-4.7
V5	ELS	-1619.14	32.68	-21.03	68.133	4.2	3.3
V5	08G±E	-533.1	235.68	47.35	105.136	-1.9	-0.6
V5	G+Q±E	-1628.8	245.04	38.13	116.32	4.5	3.0

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V7	ELU	-1405.61	50.54	-23.83	74.012	4.7	4.1
V7	ELS	-993.09	36.18	-16.8	53.007	-4.8	-2.9
V7	08G±E	-671.89	185.98	56.34	66.893	3.8	1.4
V7	G+Q±E	-1583.26	200.56	48.14	-179.52	5.3	2.9

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V1	ELU	-2028.93	-23.37	-15.14	-70.099	-7.3	-5.8
V1	ELS	-1433.3	-16.84	-10.69	-50.078	6.2	5.1
V1	08G±E	-936.43	-80.32	-26.3	-73.909	-4.4	2.5
V1	G+Q±E	-1724.29	-87.13	-32.26	-97.23	-6.3	4.8

Zone IV :

Voile L = 2,85 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V4	ELU	-257.59	89.08	13.27	-64.124	0.7	0.2
V4	ELS	-181.98	63.4	9.23	-77.077	0.6	-0.0
V2	08G±E	-263	-152	-20.87	-81.459	0.8	0.2
V2	G+Q±E	-458.3	-124.16	-27.08	-96.161	-1.2	-0.4

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V9	ELU	-392.92	-49.5	1.95	61.742	4.1	0.0
V9	ELS	-353.42	-35.03	1.39	47.839	-3.5	-0.3
V10	08G±E	-418.19	-9.9	0.07	-63.193	4.3	-0.1
V10	G+Q±E	-530.85	8.07	0.77	-73.26	-5.2	-0.4

Voile L = 1,95 m , e = 20 cm.

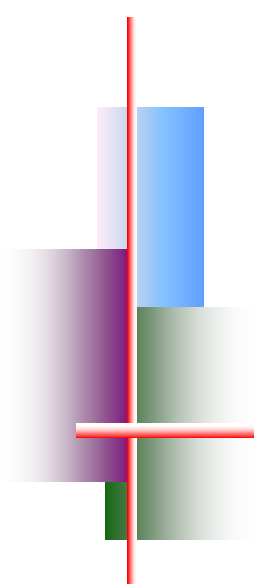
Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V5	ELU	-357.17	45.01	-34.78	-88.439	-2.4	-0.6
V5	ELS	-252.88	31.07	-24.7	-60.848	1.0	0.2
V5	08G±E	225.451	58.24	54.68	67.45	-1.0	-0.1
V6	G+Q±E	-386.18	-80.8	-84.72	-77.089	1.4	0.4

Voile L = 1,30 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V7	ELU	-346.44	56.46	-34.2	-71.132	2.6	0.1
V7	ELS	-295.92	40.36	-24.13	-55.073	-2.1	-0.2
V8	08G±E	-357.411	-63.71	-84.77	-73.89	-2.7	-0.1
V8	G+Q±E	-397.14	-74.5	-104.17	-81.992	-3.0	-0.1

Voile L = 0,90 m , e = 20 cm

Elément	comb	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M(KN.m)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
V1	ELU	-355.18	-3.41	-14.25	-16.453	-5.4	-3.3
V1	ELS	-250.41	-2.76	-10.02	-12.099	1.7	-0.9
V1	08G±E	-213.2	53.26	15.91	23.4	-1.9	0.3
V1	G+Q±E	-228.01	-59.9	-30.06	-25.159	2.0	0.4



Chapitre 06



*Ferraillage des éléments
structuraux*

VI.1 Introduction :

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (Résultats d'étude aux chargements) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux.

VI.2 Ferrailage des Poteaux:

Le calcul se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant.

VI.2.1 Armatures longitudinales :

D'après le (RPA99ver2003/Art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

✓ Le pourcentage minimal :

0,8% en zone II $\Rightarrow A_{min} = 0,008 (b \times h)$.

- E-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6, 7) $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$
- Étages 8 $\Rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{min} = 0,008 (30 \times 30) = 7,2 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage maximal :

4% en zone courante $\Rightarrow A_{max} = 0,004 (b \times h)$.

- E-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6, 7) $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$
- Étages 8 $\Rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{max} = 0,04 (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

6% en zone de recouvrement $\otimes A_{max} = 0,006 (b \times h)$.

- E-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage $\Rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$
- Étages (4, 5, 6, 7) $\Rightarrow (35 \times 35) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$
- Étages 8 $\Rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{max} = 0,06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$

✓ Le diamètre minimum est de 12mm

✓ La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en zone II.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas

dépasser 25 cm.

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

✓ La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

• Conventions:**Efforts normaux :**

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

VI.2.2 Calcul des armatures à l'ELU :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures
- (\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal

applique est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c')$$

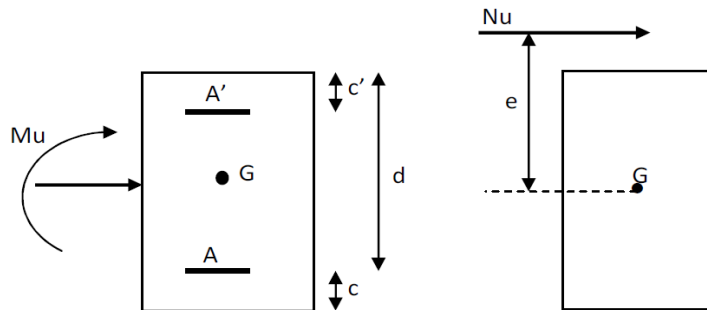
b. $h^2 \cdot f_{bc}$
 $g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si (N) étant un effort de compression

$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right)$ Si (N) étant un effort de traction.

Détermination des armatures :

- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$



- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

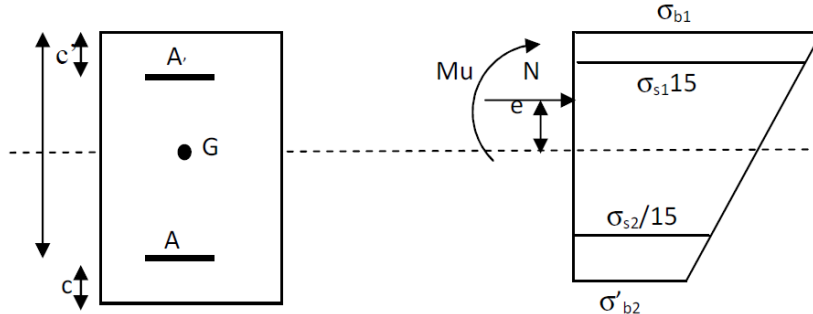
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.

- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

• Détermination des armatures :

$$1^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c'). b. h. f_{bc} \rightarrow S. D. A$$

$$A' = \frac{M_f - b. h. f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b. h. f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bc} \rightarrow S. S. A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi. b. h. f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b. h^2. f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\epsilon'_s = 2 + \left(3,437 - 8,437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\epsilon'_s \geq \epsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

$$\text{Tel que : } \epsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s. E_s}$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

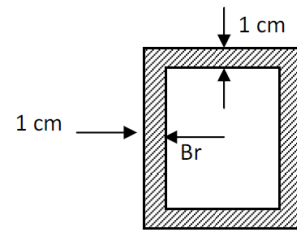
➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1 cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$



Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VI.2.3 Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B = b \cdot h + 15(A + A') \Leftrightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C :

• **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15 [A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3ème degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0,5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Section	Effort Normale(KN)	Moment (KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm ²	Asc Cm ²	A _{min} Cm ²	A _{adopté}	Choix des barres
40x40	N _{max} = 2820,9	M _{cor} = -5,289	ELU	SEC	0,84	13,02	12,8	14,19	4T14+4T16
	N _{min} = 222,77	M _{cor} = 1,508	0.8G±E	SPC	2,66	0			
	N _{cor} = -511,5	M _{max} = 102,962	G+Q±E	SPC	2,74	0			
35x35	N _{max} = -1336,5	M _{cor} = -7,554	ELU	SPC	0	4,09	9,8	10,67	4T12+4T14
	N _{min} = 40,77	M _{cor} = 9,618	0.8G±E	SPC	1,18	0			
	N _{cor} = -348,08	M _{max} = 87,527	G+Q±E	SPC	4,44	0			
30x30	N _{max} = -229,8	M _{cor} = -4,312	ELU	SPC	0	0	7,2	9,05	8T12
	N _{min} = 7,38	M _{cor} = 8,285	0.8G±E	SPC	0,82	0			
	N _{cor} = -74,88	M _{max} = 60,477	G+Q±E	SPC	5,27	0			

Tableau VI.1 : Calcul des armatures dans le sens XX.

Section	Effort Normale(KN)	Moment (KN.m)	Comb	OBS	Ast Cm ²	Asc Cm ²	A _{min} Cm ²	A _{adopté}	Choix des barres
40x40	N _{max} =-2820,95	M _{cor} =0,703	ELU	SEC	1,16	12,7	12,8	14,19	4T14+4T16
	N _{min} =222,77	M _{cor} =15,231	0.8G±E	SPC	3,53	0			
	N _{cor} =880,06	M _{max} =-123,374	G+Q±E	SPC	2,5	0			
35x35	N _{max} =-1336,53	M _{cor} =5,674	ELU	SPC	0	3,91	9,8	10,67	4T12+4T14
	N _{min} =40,77	M _{cor} =46,118	0.8G±E	SPC	4,02	0			
	N _{cor} =-500,02	M _{max} =-108,134	G+Q±E	SPC	5,89	0			
30x30	N _{max} =-229,86	M _{cor} =7,532	ELU	SPC	0	0	7,2	9,05	8T12
	N _{min} =7,38	M _{cor} =42,838	0.8G±E	SPC	4,1	0			
	N _{cor} =-93,59	M _{max} =-78,608	G+Q±E	SPC	7,21	0			

Tableau VI.2 : Calcul des armatures dans le sens YY.

Vérification à l'ELS :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (Mpa)	σ _{binf} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	OBS	σ _{asup} (Mpa)	σ _{aif} (Mpa)	σ _a (Mpa)	OBS
40x40	-1998.17	-3.835	14,19	9,6	10,1	15	C V	145	150,9	348	C V
	-433.63	-9.843		1,6	2,7		C V	24,5	39,7		C V
	-730.47	33.851		5,5	1,7		C V	80,1	28,1		C V
35x35	-946.64	-5.591	10,67	5,6	6,6	15	C V	85,5	98,3	348	C V
	-120.88	-8.298		0,1	1,5		C V	2,2	21,3		C V
	-214.95	35.609		4,8	0		C V	65,4	36,4		C V
30x30	-162.18	-3.276	9,05	0,9	1,8	15	C V	15,1	26,3	348	C V
	-45.5	-17.47		0	3,1		C V	53,8	38,9		C V
	-116.15	-27.245		0	5,1		C V	65,2	66,2		C V

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans le sens xx.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (Mpa)	σ _{bif} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	OBS	σ _{asup} (Mpa)	σ _{aif} (Mpa)	σ _a (Mpa)	OBS
40x40	-1998.17	0.501	14,19	9,9	9,8	15	C V	148,3	147,6	348	C V
	-433.63	-3.735		1,9	2,4		C V	29,2	35		C V
	-551.63	-28.37		1,1	4,3		C V	19	62,7		C V
35x35	-946.64	4.038	10,67	6,5	5,8	15	C V	96,5	87,3	348	C V
	-120.88	-3.433		0,5	1,1		C V	7,8	15,7		C V
	-156.23	-34.43		0	4,4		C V	49,8	59,3		C V
30x30	-162.18	5.36	9,05	2,1	0,7	15	C V	29,8	11,5	348	C V
	-45.5	11.948		2,2	0		C V	28,4	30,8		C V
	-66.56	-28		0	4,9		C V	89,1	61,4		C V

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans le sens yy .

VI.2.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_i : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espaceur (S_t) des armatures est donné par :

$S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10 \cdot \Phi)$ en zone nodale.

$S_t \leq 15\Phi$ en zone courante.

Où : Φ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L'$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans notre cas $0,7 l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10ϕ minimale.

a) Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

b) Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Longueurs de recouvrement :

Pour les barres de 16 mm $\rightarrow L_r = 40 \Phi_l = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} , l_f = 0,7 h_e$$

$$l_f = 0,7 \times 4,50 = 3,15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{3,15}{0,40} = 7,87 > 5$$

Donc $A_t^{\min} = 0,3\% S_t, b = 0,003 \times 40 \times S_t = 0,12S_t$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,12S_t = 0,12 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0,12S_t = 0,12 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 7,87 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40 x 40) :**

Sens X : $\tau_b = \frac{29,38 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,193 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y : $\tau_b = \frac{35,38 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,232 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

- **Poteaux (30 x 30) :**

Sens X : $\tau_b = \frac{34,73 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,300 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y : $\tau_b = \frac{35,9 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,310 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{adopté}	Choix des barres
8	30 x 30	9,05	8T12
4, 5,6 & 7	35 x 35	10,67	4T12+4T14
E-Sol, RDC, 1,2 & 3	40 x 40	14,19	4T14+4T16

Tableau VI.5 : Ferraillage des poteaux

VI .3 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

☞ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Qà l'ELU
- G + Q.....à l'ELS
- G + Q ± E.....RPA 99 révisé 2003

0,8 G ± E.....RPA 99 révisé 2003

VI.3.1 Armatures longitudinales :

• **Pourcentage total minimum :**

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales (25 x 35) $\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 30) $\Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,750 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage total maximum :**

$A_{max} = 4\%(b \times h)$ \Rightarrow En zone courante,

Poutres principales (25 x 35) $\Rightarrow A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 30) $\Rightarrow A_{max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 6\%(b \times h)$ \Rightarrow En zone de recouvrement.

Poutres principales (25 x 35) $\Rightarrow A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 30) $\Rightarrow A_{max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$

VI.3.2 Calcul de ferraillage :

a) **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

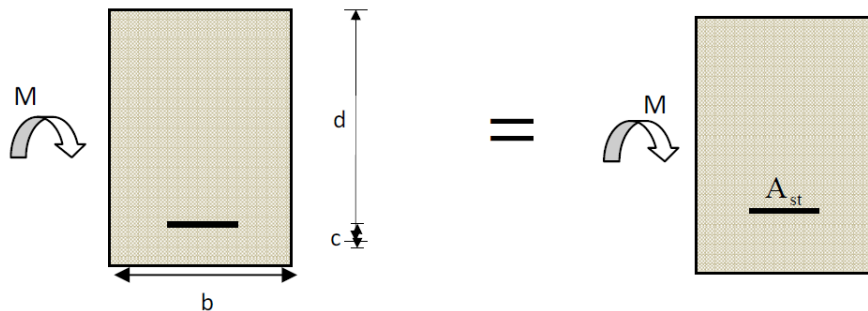
b) **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

e) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

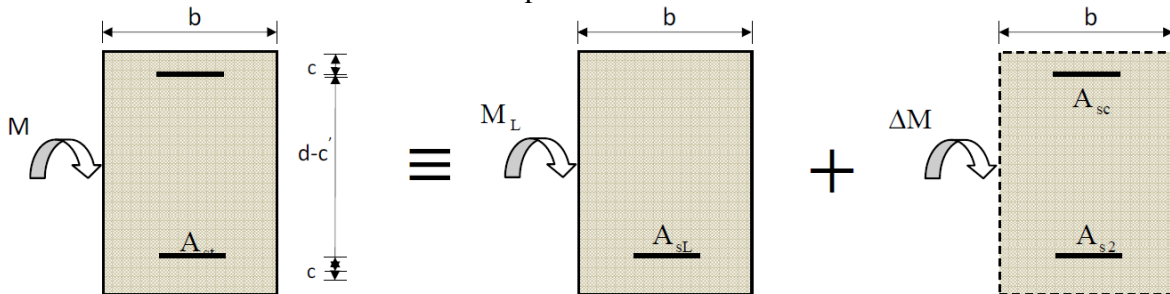


$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Fig.VI.1 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Fig.VI.2 : Disposition des armatures SDA

– Ferrailage des poutres principales (25 x 35) en travée :

Niveau	Mt (KN.m)	At (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
E-Sol au 7 ^{ème} étage	72,179	5,91	6,03	3HA16
8 ^{ème}	50,339	4,7	6,03	3HA16

– Ferrailage des poutres principales (25 x 35) aux appuis :

Niveau	Ma (KN.m)	Aa (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
E-Sol au 7 ^{ème} étage	129,222	11,54	12,06	3HA16+3HA16
8 ^{ème}	94,06	9,56	10,65	3HA16+3HA14

– Ferrailage des poutres secondaires (25 x 30) en travée :

Niveau	Mt (KN.m)	At (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
E-Sol au 7 ^{ème} étage	28,085	3,04	3,39	3HA12
8 ^{ème}	28,085	3,04	3,39	3HA12

– Ferrailage des poutres secondaires (25 x 30) aux appuis :

Niveau	Ma (KN.m)	Aa (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des barres
E-Sol au 7 ^{ème} étage	86,715	8,97	9,42	3HA16+3HA12
8 ^{ème}	78,612	7,92	8,01	3HA14+3HA12

• Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

– Poutres principales (25×35) :

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

– Poutres secondaires de (25×30):

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant :

– Vérification de la contrainte tangentielle : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{134,38 \times 10}{25 \times 33} = 1,62 \text{ Mpa}$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{34,09 \times 10}{25 \times 28} = 0,48 \text{ Mpa}$

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

Poutres principales : $\tau_u = 1,62 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires : $\tau_u = 0,48 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

– Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger une section d'armatures pour

équilibrer un moment égal à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ Tel que $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

- Poutres principales : $134,38 - \frac{119,14}{0,9 \times 0,33} = -266,76 < 0 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Poutres secondaires : $34,09 - \frac{41,891}{0,9 \times 0,28} = -132,14 < 0 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

– Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (article A.5.1.32 du BAEL 91)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 134,38 \text{ N} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

- Poutres secondaires :

$$T_u = 34,09 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,25 \times 0,28 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier - béton (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

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

Avec :

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

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$$3HA16 \Rightarrow \sum U_i = 15,072cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{134,38 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,72} = 3,00MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 11,304cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{34,09 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,19MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

d) Calcul de la longueur d'ancrage :

La longueur de scellement droit des barres $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}}$:

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835Mpa$

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56,44$ cm

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38$ cm

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,32$ cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes se terminant par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 \cdot l_s$ » (Pour les barres à haute adhérence).

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,58$ cm

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75$ cm

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16,92$ cm

- Délimitation de la zone nodale :

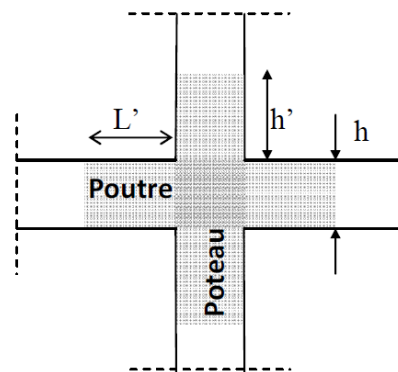
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.



On distingue deux types de zones nodales suivant la coupe effectuée :

➤ **1er cas** : $h_e = 4,5$ m

Coupe suivant la poutre principale (25 x 35) :

$$L' = 2 \times h = 70$$
 cm

- poteau (40 x 40) cm² : $h' = \max \{ 75 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 75$ cm

Coupe suivant la poutre secondaire (25 x 30) :

$$L' = 2 \times h = 60$$
 cm

- Poteau (40 x 40) cm² : $h' = \max \{ 75 ; 40 ; 40 ; 60 \} = 75$ cm

➤ **2eme cas** : $h_e = 2,89$ m

Coupe suivant la poutre principale (25 x 35) :

$$L' = 2 \times h = 70$$
 cm

- poteau (35 x 35) cm² : $h' = \max \{ 48,16 ; 35 ; 35 ; 60 \} = 60$ cm

- poteau (30 x 30) cm² : $h' = \max \{ 48,16 ; 30 ; 30 ; 60 \} = 60$ cm

Coupe suivant la poutre secondaire (25 x 30) :

$$L' = 2 \times h = 60$$
 cm

- poteau (35 x 35) cm² : $h' = \max \{ 48,16 ; 35 ; 35 ; 60 \} = 60$ cm

- poteau (30 x 30) cm² : h' = [max 48,16 ; 30 ; 30 ; 60] = 60 cm

VI.3.3 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2) :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.} \quad \text{en zone courante.}$$

Avec : ϕ : 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.

– Poutres principales (25x35):

$$St \leq \min (8,75; 16,8 ;30) \Rightarrow St= 8 \text{ cm..... en zone nodale.}$$

$$St \leq \left(\frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow St= 15 \text{ cm..... en zone courante.}$$

$$At = 0,003 \times St \times b = 0,6 \text{ cm}^2; \textcircled{R} 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{..... en zone nodale.}$$

$$At = 0,003 \times St \times b = 1,125 \text{ cm}^2; \textcircled{R} 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{..... en zone courante.}$$

– Poutres secondaires (25x30) :

$$St \leq \min (7,5; 14, 4, 30) \textcircled{R} St= 7 \text{ cm..... en zone nodale.}$$

$$St \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15\text{cm} \Rightarrow St= 15 \text{ cm..... en zone courante.}$$

$$At = 0,003 \times St \times b = 0,525 \text{ cm}^2; \textcircled{R} 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{..... en zone nodale.}$$

$$At = 0,003 \times St \times b = 1,125 \text{ cm}^2; \textcircled{R} 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{..... en zone courante.}$$

– Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée comme étant peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton : (Article A.5.2 du BAEL 91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{On détermine } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \text{ pour obtenir } \beta \text{ et } K$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS										
Niveau	M _s max	A _s adopté	ρ ₁	β ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	observation	
E-Sol au 7 ^{ème}	43,92	6,03	0,730	0,876	0,039	257,32	10,03	15	vérifiée	travée
	84,895	12,06	1,461	0,840	0,061	216,34	13,19	15	vérifiée	appuis
8 ^{ème}	35,723	6,03	0,730	0,876	0,039	221,39	8,63	15	vérifiée	travée
	66,75	10,65	1,872	0,826	0,072	149,16	10,73	15	vérifiée	appuis

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS										
Niveau	M_s max	A_s adopté	ρ_1	β_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	observation	
E-Sol au 7 ^{ème}	22,89	3,39	1,144	0,855	0,051	164,62	8,39	15	vérifiée	travée
	29,77	9,42	0,66	0,881	0,037	248,93	9,21	15	vérifiée	appuis
8 ^{ème}	20,66	3,39	1,144	0,855	0,051	159,54	8,13	15	vérifiée	travée
	30,67	8,01	1,521	0,838	0,063	166,95	10,51	15	vérifiée	appuis

c) Etat limite de déformation du béton: (Article B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

d) Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

e) Evaluation de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec} : \quad I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho_1}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ Mpa.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec $n = 15$

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

– Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres Principales

NIV	M_s (KN.m)	L (mm)	E_v (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ_l	λ_v	σ_s (MPa)	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	f_{adm} (mm)	OBS
E-Sol au 7^{ème}	43,92	4900	10818,86	35	6,03	0,730	0,011	257,32	0,995	111053,52	120836,31	8,23	9,8	Vérifiée
8^{ème}	35,723	4900	10818,86	35	6,03	0,730	0,011	221,39	0,994	111053,52	120837,63	7,08	9,8	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

NIV	M_s (KN.m)	L (mm)	E_v (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ_l	λ_v	σ_s (MPa)	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	f_{adm} (mm)	OBS
E-Sol au 7^{ème}	22,89	3600	10818,86	30	3,39	1,114	0,007	164,52	0,995	58052,25	63415,78	5,96	7,2	Vérifiée
8^{ème}	20,66	3600	10818,86	30	3,39	1,114	0,007	159,54	0,994	58052,25	63416,22	5,98	7,2	Vérifiée

VI .4 Ferrailage des voiles :**VI .4.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion imposée 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.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, le ferrailage se fera par zone.

- Zone I : E-SOL.
- Zone II : RDC au 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème} au 7^{ème} étage.
- Zone IV : 8^{ème} étage.

– Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

– 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 :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{aligned}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, tel que $V = V' = L_{\text{voile}} / 2$

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 de 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, tel que $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

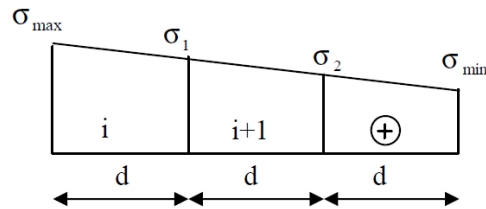
• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

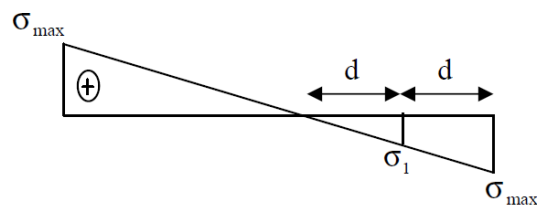
e : épaisseur du voile.



• **Section partiellement comprimée :**

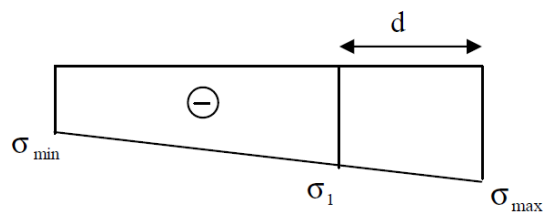
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



VI.4.2 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 à 0,2 % = 348 Mpa.

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 Mpa.

• **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

– **Armatures minimales :**

• **Pour une section entièrement comprimée :** (compression simple)
(Article A.8.1- 21 du BAEL91 modifié 99)

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$$

B : section du béton comprimé.

• **Pour une section entièrement tendue :** (traction simple)

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0,002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

• **Section partiellement comprimée :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

– **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0,10 %

VI .4.3 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

VI .4.4 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

VI .4.5 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4 LV_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI .4.6 Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir, à l'extrémité du voile, un potelet armé par des barres verticales, dont la section des derniers est supérieure à 4HA10, ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Armatures adoptées : 4HA14 = 6,16 cm²

Remarque : La structure est munie de deux types de voiles :

- Voiles avec deux poteaux (un poteau de chaque extrémité).
- Voiles avec un poteau à une extrémité et de l'autre un potelet.

– **Dispositions constructives :**

a) Espacement :

D'après l'article 7.7-4-3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \cdot e, 30 \text{ cm} \}$$

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.

b) Longueur de recouvrement : (Article 7.7-4-3 du RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

b) Diamètre minimal :

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

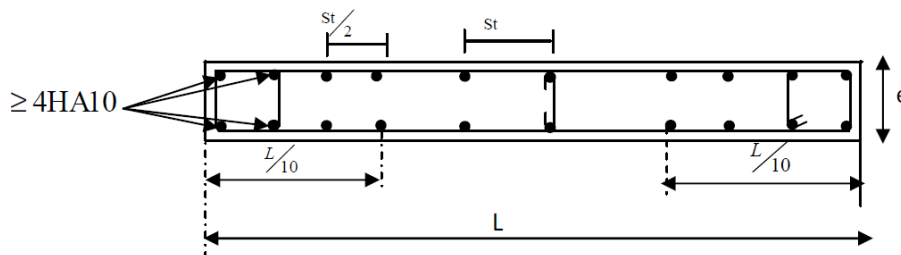


Fig.VI.4.1 Disposition des armatures dans les voiles.

– **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

N_{ser} : Effort normal appliqué, N_{ser} = G + Q

B: Section du béton

A: Section d'armatures adoptée.

– **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_u$$

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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right), \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

– **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{L1} de la zone I :

$$L = 2.85 \text{ m}, e = 0.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = -9300 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3500 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est entièrement tendue.

$$L_t = L = 2.85 \text{ m} \rightarrow L_c = 0$$

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 2.07 \text{ m}$$

Soit un tronçon $d = 0.95 \text{ m}$.

• **1er tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = -5033.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1286.45 \text{ KN}$$

– **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 36,96 \text{ cm}^2$$

• **2^{ième} tronçon :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot 2 \cdot \frac{d}{L} = -4266,66 \text{ KN / m}^2$$

$$N_2 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1104,37 \text{ KN}$$

– **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 31,73 \text{ cm}^2$$

• **3^{ième} tronçon :**

$$N_3 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \right) d \cdot e = 1195,41 \text{ KN}$$

– **Armatures verticales :**

$$A_{v3} = \frac{N_3}{\sigma_{s2}} = 34,35 \text{ cm}^2$$

– **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left(0,2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

tellque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (4,75 \text{ cm}^2, 12,46 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 12,46 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 36,96 \text{ cm}^2$

Soit **18 HA16 = 37,8 cm²/nappe**, $S_t = 12 \text{ cm}$

– **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91: $A_H = \frac{A_v}{4} = 9,45 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,15\% \cdot B = 3,56 \text{ cm}^2$

Soit 9 HA12 = 10,18 cm²/nappe

– **Armature transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

– **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1098,25 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 42,28 \text{ cm}^2$$

Soit 20 HA 16 = 40,2

– Vérification des contraintes :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1098,25 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2850} = 1,71 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 1098,25 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2850} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,39 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

– Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3185,6 \times 10^3}{250 \times 2850 + 15 \times 3780} = 4,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

⇒ La condition est vérifiée

VI .4.7 Résultats du ferrailage :

Les résultats du ferrailage des voiles dans les différentes zones sont donnés sous forme de tableaux.

– Ferrailage du voile longitudinal V_{T1} :

	Zone		I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	2,85	2,85	2,85	2,85	
	e	(m)	0,25	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,71	0,57	0,57	0,57	
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(KN/m ²)	-5800	-5600	-3000	-1200	
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-3500	-600	-100	-400	
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET	
	Lc	(m)	2,85	2,85	2,85	2,85	
	Lt	(m)	0	0	0	0	
	d	(m)	0,95	0,95	0,95	0,95	
	N₁	(KN)	1286,45	1191,45	478,16	361,00	
	N₂	(KN)	1104,37	2336,66	294,49	274,00	
	N₃	(KN)	443,96	646,31	110,83	133,00	
Ferrailage	A_{v1}	(cm ²)	36,96	34,23	13,74	10,37	
	A_{v2}	(cm ²)	31,73	36,27	8,46	7,09	
	A_{v3}	(cm ²)	34,35	18,57	3,18	3,82	
	A_{v min}	(cm ²)	12,46	9,97	9,97	9,97	
	Choix des barres/nappe		18HA20	18HA20	18HA14	18HA12	
	A_{v choisi}	(cm ²)	56,52	56,52	27,72	20,34	
	Espacement		(cm)	20	20	20	20
	A_h	(cm ²)	14,13	14,13	6,93	5,08	
	A_{h choisi} / ml		15,82	15,82	7,06	7,06	
	Choix des barres		14HA12	14HA12	9HA10	9HA10	
	A_{vj}	(cm ²)	42,28	38,52	20,06	4,78	
	Choix des barres		18HA16	18HA16	18HA14	18HA12	
	A_t	4 épingles de HA8/ml					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	2,18	1,90	1,42	0,33	
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	1,56	2,73	1,01	0,24	
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	4,13	5,55	7,74	0,28	

– Ferrailage du voile longitudinal V_{T2} :

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	0,90	0,90	0,90	0,90
	e	(m)	0,25	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,225	0,18	0,18	0,18
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(KN/m ²)	-9900	-9200	-6800	-5200
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-5100	-7500	-100	-400
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	Lc	(m)	0	0	0	0
	Lt	(m)	0,9	0,9	0,9	0,9
	d	(m)	0,30	0,30	0,30	0,30
	N ₁	(KN)	682,50	585,00	340,99	264,00
	N ₂	(KN)	562,50	549,00	206,99	138,00
	N ₃	(KN)	442,50	495,00	72,99	42,00
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	19,61	16,81	9,79
A _{v2}		(cm ²)	16,16	15,77	5,94	3,96
A _{v3}		(cm ²)	12,71	14,22	2,09	1,20
A _{v min}		(cm ²)	3,93	3,62	3,62	3,62
Choix des barres/nap		9HA20	9HA20	9HA16	9HA14	
A _{v choisi}		(cm ²)	28,26	28,26	18,09	13,86
Espacement		(cm)	10	10	10	10
A _h		(cm ²)	7,06	7,06	4,52	3,46
Choix des barres		7HA12	7HA12	6HA10	6HA10	
A _{h choisi}		(cm ²)	7,91	7,91	4,68	4,68
A _{vj}		(cm ²)	8,36	6,49	3,40	1,73
Choix des barres		12HA14	12HA12	12HA10	12HA8	
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	1,50	1,45	0,76	0,42
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	1,07	1,04	0,54	0,30
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	7,60	3,14	2,87	1,76

– Ferrailage du voile longitudinal V_{L1} :

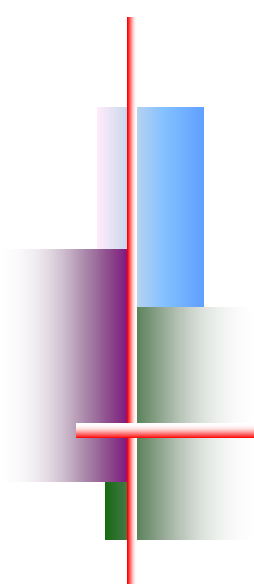
	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,95	1,95	1,95	1,95
	e	(m)	0,25	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,487	0,39	0,39	0,39
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(KN/m ²)	-6100	-5700	-5300	-2400
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-4000	-3200	-4700	-600
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	Lc	(m)	0	0	0	0
	Lt	(m)	1,95	1,95	1,95	1,95
	d	(m)	0,65	0,65	0,65	0,65
	N ₁	(KN)	934,37	686,83	676,00	273,00
	N ₂	(KN)	820,62	578,49	650,00	195,00
	N ₃	(KN)	706,87	470,16	624,00	117,00
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	26,84	19,73	19,42
A _{v2}		(cm ²)	23,58	16,62	18,67	5,60
A _{v3}		(cm ²)	20,31	13,51	17,93	3,36
A _{v min}		(cm ²)	8,53	6,82	6,82	6,82
Choix des barres		15HA20	15HA16	15HA16	15HA12	
A _{v choisi}		(cm ²)	47,1	30,15	30,15	16,96
Espacement		(cm)	15	15	15	15
A _h		(cm ²)	11,77	7,53	7,53	4,24
Choix des barres		11HA12	10HA10	10HA10	8 HA10	
A _{h choisi}		(cm ²)	12,43	7,8	7,8	6,24
A _{vj}		(cm ²)	22,54	16,91	9,43	3,11
Choix des barres		14HA16	14HA14	14HA12	14HA10	
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	1,86	1,75	0,97	0,32
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	1,33	1,25	0,69	0,23
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	7,35	9,30	3,83	0,64

– Ferrailage du voile longitudinal V_{L2} :

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	0,90	0,90	0,90	0,90
	e	(m)	0,25	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,225	0,18	0,18	0,18
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(KN/m ²)	-9400	-8300	-7300	-5400
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-7900	-6700	-5800	-3300
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	Lc	(m)	0	0	0	0
	Lt	(m)	0,90	0,90	0,90	0,90
	d	(m)	0,30	0,30	0,30	0,30
	N ₁	(KN)	686,26	481,99	423,00	303,00
	N ₂	(KN)	648,75	449,99	393,00	261,00
	N ₃	(KN)	611,25	417,99	363,00	219,00
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	19,71	13,85	12,51
A _{v2}		(cm ²)	18,64	12,93	11,29	7,51
A _{v3}		(cm ²)	17,56	12,01	10,43	6,22
A _{v min}		(cm ²)	3,93	3,61	3,61	3,61
Choix de la section		9HA20	9HA20	9HA16	9HA14	
A _{v choisi Sect}		(cm ²)	28,26	28,26	18,09	13,86
Espacement		(cm)	10	10	10	10
A _h		(cm ²)	7,06	7,06	4,52	3,46
A _{h choisi}		7HA12	7HA12	6HA10	6HA10	
A _{vj}		(cm ²)	7,91	7,91	4,68	4,68
Choix des barres		12HA14	12HA12	12HA10	12HA8	
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	0,70	0,70	0,75
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	0,50	0,50	0,53	0,36
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	6,97	11,18	7,15	13,87

– Ferrailage du voile longitudinal V_{L3} :

	Zone		I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1,30	1,30	1,30	1,30
	e	(m)	0,25	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	0,325	0,26	0,26	0,26
Sollicitation de calcul	σ_{\max}	(KN/m ²)	-9500	-7300	-5300	-3000
	σ_{\min}	(KN/m ²)	-7900	-5200	-2900	-100
	Nature de la section		SET	SET	SET	SET
	Lc	(m)	0	0	0	0
	Lt	(m)	1,30	1,30	1,30	1,30
	d	(m)	0,43	0,43	0,43	0,43
	N ₁	(KN)	992,80	597,93	421,66	216,75
	N ₂	(KN)	953,91	538,19	353,99	134,26
	N ₃	(KN)	878,35	477,76	284,32	50,80
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	28,52	17,18	12,11
A _{v2}		(cm ²)	26,89	15,46	10,15	3,86
A _{v3}		(cm ²)	25,24	13,72	8,10	1,46
A _{v min}		(cm ²)	5,64	4,51	4,51	4,51
Choix de la Section/nap		12HA20	12HA16	12HA14	12HA12	
A _{v choisi Sect}		(cm ²)	37,68	24,12	18,48	13,56
Espacement		(cm)	16	16	16	16
A _h		(cm ²)	9,42	6,03	4,62	3,39
A _{h choisi}		9HA12	8HA10	8HA10	8HA10	
A _{vj}		(cm ²)	16,10	12,13	7,72	5,61
Choix des barres		16HA14	16HA12	16HA10	16HA10	
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes		$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$	τ_b	2,00	1,88	1,19
	$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$	τ_u	1,43	1,34	0,85	0,44
	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$	σ_b	7,81	7,71	3,45	1,03



Chapitre 07



Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

– **Fondations superficielles** : (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.

– **Fondations profondes** : (pieux, puits).

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

VII.2 Etude géotechnique du sol :

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à 3 bars, les sols sont d'agressivité moyenne et non gonflants vis-à-vis du béton de l'infrastructure.

Les tassements absolus et différentiels sous la contrainte de 3 bars sont admissibles.

Il n'y a pas de risque de remontée des eaux vu l'absence de nappe phréatique.

VII.3 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

VII.4 Fondation :

VII.4.1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez de chaussée.

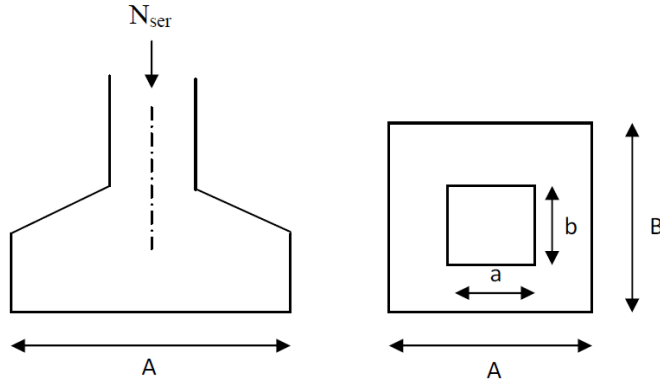
$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

– Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



– Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1998,17 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1998,17}{300}} = 6,66\text{m} \Rightarrow A = B = 6,66\text{m}$$

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

VII.4.2 Semelles filantes :

VII.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,3 \text{ Mpa}$).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

➤ Sens longitudinal :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL1 et VL5	3893,79	1,95	6,65	12,96
VL2 et VL6	845,80	0,90	3,13	2,81
VL3 et VL4	2917,95	1,30	7,48	9,72
Somme				25,49

➤ Sens transversal :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT1 et VT4	1820,67	0,90	6,74	6,06
VT2 et VT5	3972,62	2,85	4,64	13,22
Somme				19,28

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 44,77 \text{ m}^2$

VII.4.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité 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 coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

• Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

• Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Exemple de calcul :

poteau	Ns	ei	Ns x ei	Mi
1	2032.05	6.25	12700.31	29.656
2	2619.28	3	7857,84	25.899
3	2475.71	-1.9	-4703.85	15.021
4	2034.8	-6.25	-12717.5	6,155
S=9161,84			S=3136,49	S=70,576

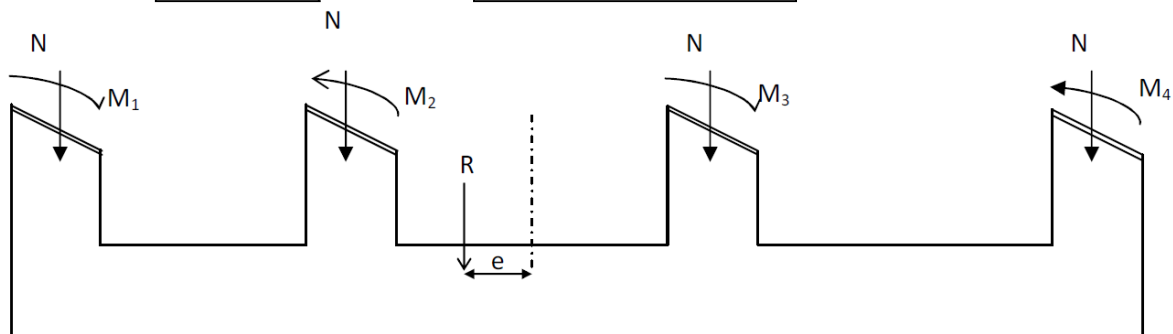


Fig VII.1 : Répartition des efforts dans la semelle filante.

• Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_t = 9161,84 \text{ KN}$

• Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

AN : $e = 0,35 \text{ m}$

• Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,39\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{12,5}{6} = 2,08\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9161,84}{12,5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,35)}{12,5}\right) = 856,08 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9161,84}{12,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,35)}{12,5}\right) = 609,81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9161,84}{12,5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,35)}{12,5}\right) = 794,51 \text{ KN/m}^2$$

• Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{794,51}{300} = 2,64 \text{ m}$$

On prend: $B = 2,70 \text{ m}$

$S = B \times L = 2,70 \times 12,5 = 33,75 \text{ m}^2$

La surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n \times S_v$

Avec: $S_t = 33,75 \times 7 + 44,77 = 281,02 \text{ m}^2$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$S_{\text{Bat}} = 284,05 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{281,02}{284,05} = 0,98$$

La surface totale des semelles représente 98 % de la surface du bâtiment.

– Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des largeurs importantes engendrant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VII.5 Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en oeuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.5.1 Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :
$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$$L_{\text{max}} = 4,50 \text{ m} \text{ @ } 56,25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 80 \text{ cm}$

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 30 \text{ cm}$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 80 \text{ cm}$

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

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 des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E = 10818,86 \text{ Mpa}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,50}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,807 \text{ m} = 80,70 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 56$$

On prend : $h_n = 45 \text{ cm}$

Remarque :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$ (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30 \text{ cm}$ (Epaisseur de la dalle).

$b = 45 \text{ cm}$ (Largeur de la nervure).

VII.5.2 Détermination des efforts :

– **Combinaisons d'action :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 88665,9 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 62650,33 \text{ KN}$$

VII.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{88665,9}{1,33 \times 300} = 222,22 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{62650,33}{300} = 208,83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 222,22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 284,05 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 222,22 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL 91 mod. 99.

($L_{\text{déb}}$) est calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

La surface totale du radier devient :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 284,05 + 40,5 = \mathbf{324,55 \text{ m}^2}$$

VII.5.4 Détermination des efforts à la base du radier :

Poids total du radier :

P_{rad} = Poids de la dalle flottante. + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle.

- Poids de la dalle flottante libre = $(324,55 \times 0,12) \times 25 = 973,65 \text{ KN}$ ($e_p = 12 \text{ cm}$).

- Poids de T.V.O = $0,38 \times [324,55 - (164,2 \times 0,45)] \times 17 = 1038,768 \text{ KN}$

- Poids des nervures = $(164,2 \times 0,50 \times 0,45) \times 25 = 923,62 \text{ KN}$

- Poids de la dalle = $0,3 \times [324,55 - (164,2 \times 0,45)] \times 25 = 1879,95 \text{ KN}$

Poids du radier = $973,65 + 1038,768 + 923,62 + 1879,95 = 4815,988 \text{ KN}$

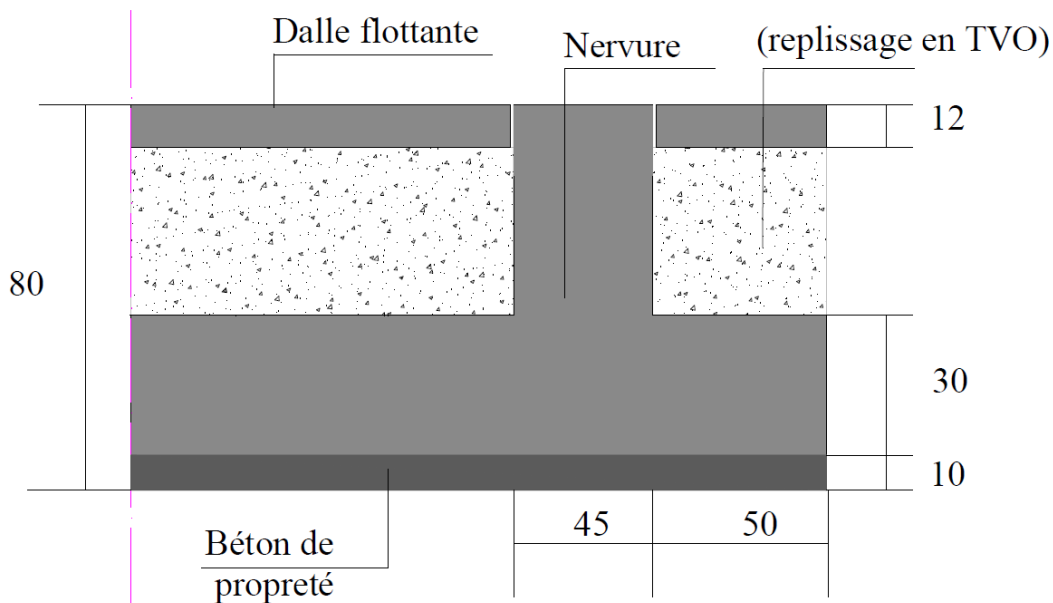


Fig.VII.2 : Coupe verticale sur radier.

VII.5.5 Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{88665,9 \times 1}{324,55} \times \frac{4,90}{2} = 669,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{669,33}{1 \times 0,27} = 2,47 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée=}$$

b) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S \cdot \gamma_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 324,55 \times 10 \times 0,80 = 3894,6 \text{ KN}$$

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0,8 \text{ m}$)

$$P = G + G_{radier} = 35397,13 + 4815,988 = 40213,118 \text{ KN}$$

$$\alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 324,55 \times 10 \times 0,80 = 3894,6 \text{ KN}$$

$$P = 40213,118 \text{ KN} > 3894,6 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.4 BAEL91)

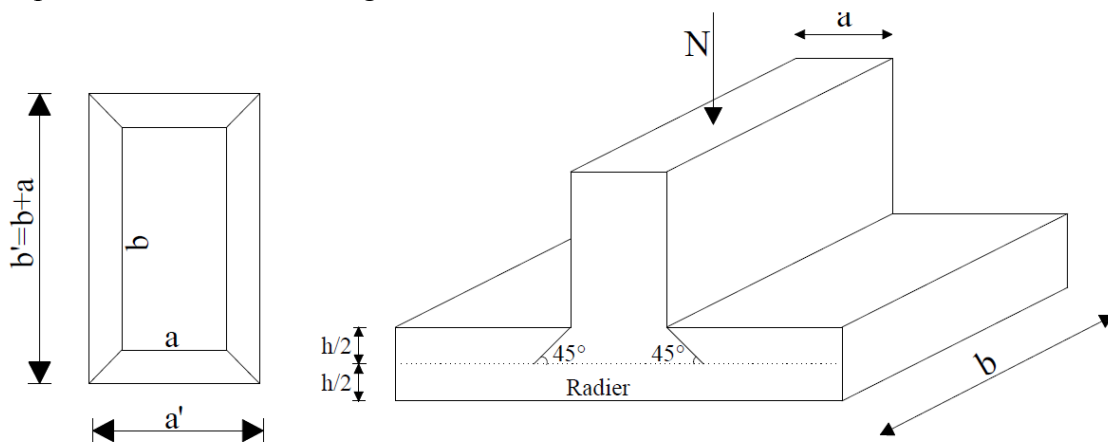
Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}$$

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à 2820,95 KN

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 80cm



$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,8) \times 2 = 4,8 \text{ m}$$

$$N_u = 2820,95 \leq 0,045 \times 4,8 \times 25000 = 5400 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée.

– Vérification pour les voiles

On considère une bande de 1 ml du voile

$$e = 25 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

N_u : Charge de voile à l'ELU égale à 5823,06 KN

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,25 + 1 + 2 \times 0,80) \times 2 = 5,7 \text{ m}$$

$$N_u = 5823,06 \leq 0,045 \times 5,7 \times 25000 = 6412,5 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée.

d) Vérification de la stabilité du radier :

• **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,675 m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,38 m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 18109,41 m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 19268,64 m^4.$$

• **Vérification :**

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifier que :

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \sigma_{sol}$

- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN} / m^2 ; \quad 2 \sigma_{sol} = 600 \text{ KN} / m^2$$

Avec : $\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

- Calcul des moments :

$$M_{xx} = 62417,877 + (2974,25 \times 0,8) = 64797,287 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 59661,822 + (3121,29 \times 0,8) = 62158,854 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal (xx):**

A l'ELU $N_u = 88665,9 \text{ KN} ; M_{xx} = 64797,287 \text{ KN.m}$

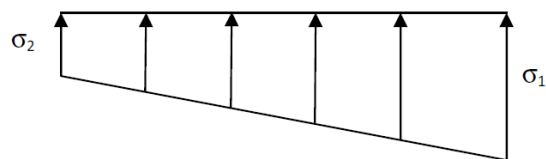


Fig.VII.3 : Diagramme des contraintes du sol.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88665,9}{324,55} + \frac{64797,287}{19268,64} \times 12,675 = 315,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88665,9}{324,55} - \frac{64797,287}{19268,64} \times 12,675 = 230,57 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 315,82 + 230,57}{4} = 294,50 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A l'ELS $N_s = 62650,33 \text{ KN}$; $M_{xx} = 64797,287 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62650,33}{324,55} + \frac{64797,287}{19268,64} \times 12,675 = 235,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{62650,33}{324,55} - \frac{64797,287}{19268,64} \times 12,675 = 150,41 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 235,66 + 150,41}{4} = 214,34 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

– **Sens transversal (yy) :**

A l'ELU $N_U = 88665,9 \text{ KN}$; $M_{yy} = 62158,854 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88665,9}{324,55} + \frac{62158,854}{18109,41} \times 6,38 = 295,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88665,9}{324,55} - \frac{62158,854}{18109,41} \times 6,38 = 251,30 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 295,09 + 251,30}{4} = 284,14 / m^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS $N_s = 62650,33 \text{ KN}$; $M_{yy} = 62158,854 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{62650,33}{324,55} + \frac{62158,854}{18109,41} \times 6,38 = 214,93 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{62650,33}{32,55} - \frac{62158,854}{18109,41} \times 6,38 = 171,14 / m^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 214,93 + 171,14}{4} = 203,98 / m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	A l'ELU			A l'ELS			Observation
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	315,82	230,57	294,50	235,66	150,41	214,34	OK
Y-Y	295,09	251,30	284,14	214,93	171,14	203,98	OK

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

VII.5.6 ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

- A l'ELU : $q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 294,50 - \frac{4815,988}{324,55} = 279,66 \text{ KN} / m^2$

- A l'ELS : $q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 214,34 - \frac{4815,988}{324,55} = 199,50 \text{ KN} / m^2$

VII.5.6.1 Ferrailage de la dalle:

Elle sera calculée comme un ensemble de panneaux soumis à la réaction du sol.

a) Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :

On distingue 18 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable.

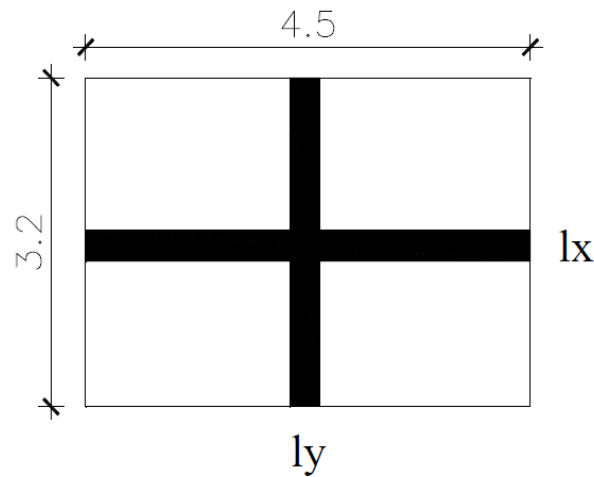


Fig.VII.4 : Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable.

b) Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{4,50} = 0,71$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0670 \\ \text{(des tables de PIGEAUD)} \\ \mu_y = 0,450 \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } \rho = 0,71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \text{(des tables de PIGEAUD)} \\ \mu_y = 0,596 \end{cases}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$

- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel

- moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$

- moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$

- moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

• **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0,0670 \times 279,66 \times (3,20)^2 = 191,87 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,450 \times 191,87 = 86,34 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times 191,87 = 95,93 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_x^t = (0,75) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,75) \times 191,87 = 143,90 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,75) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,75) \times 86,34 = 64,75 \text{ KN.m}$$

• **Calcul à l'ELS :**

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_x = 0,0731 \times 199,50 \times (3,20)^2 = 149,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,596 \times 149,13 = 89 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = M_y^a = (0,5) \times 149,13 = 74,66 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_x^t = (0,75) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,75) \times 149,33 = 111,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,75) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,75) \times 89 = 62,75 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage à l'ELU :**

- **Sections minimales :** (Article A.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

– **Sens de la petite portée l_x**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

ω_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\omega_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

ω_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,71}{2} = 2,74 \text{ cm}^2$$

– **Sens de la grande portée l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

– **Ferraillage aux appuis:** (sens l_x et l_y)

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{95,93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,092 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,092 \rightarrow \beta_u = 0,952$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{95,93 \times 10^3}{0,952 \times 27 \times 348} = 10,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **6HA16 / ml = 12,06 cm² / ml**

Avec un espacement de $20 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$$A_a^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,74 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2012/2013 Page 198

❖ **Ferraillage en travée:**

• **Sens l_x :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{143,90 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,139 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,139 \rightarrow \beta_u = 0,924$$

$$A_t^x = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{143,90 \times 10^3}{0,924 \times 27 \times 348} = 16,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferraillage adopté : **6HA20 / ml = 18,84 cm² / ml**

Avec un espacement de $20 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$ La condition est vérifiée

$$A_t^x = 18,84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **Sens l_y :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{64,75 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0625 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,0625 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_t^y = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{64,75 \times 10^3}{0,968 \times 27 \times 348} = 7,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **6HA16 / ml = 12,06 cm² / ml**

Avec un espacement de $20\text{cm} \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$ ® La condition est vérifiée.

$A'_{t,y} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ⇨ La condition est vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	comb	M _u	μ	Obse	β	A _{cal}	A _{min}	A _s	A _{adoptée}	S _t
X-X	ELU	Appuis	95,93	0,092	SSA	0,952	10,71	2,74	12,06	6HA16	20
		Travée	143,90	0,139	SSA	0,924	16,57	2,74	18,84	6HA20	20
Y-Y	ELU	Appuis	95,93	0,092	SSA	0,952	10,71	2,40	12,06	6HA16	20
		Travée	64,75	0,062	SSA	0,968	7,12	2,40	12,06	6HA16	20

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage et pour des raisons d'économie, on adopte le même ferrailage pour tous les panneaux.

• Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Aux appuis : (sens l_x et l_y)

$$\gamma = \frac{95,93}{74,66} = 1,28 \quad \text{et } \mu = 0,092 \rightarrow \alpha = 0,1209$$

$$\alpha = 0,0814 < \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

• Sens l_x :

$$\gamma = \frac{143,90}{111,99} = 1,28 \quad \text{et } \mu = 0,139 \rightarrow \alpha = 0,1864$$

$$\alpha = 0,1864 < \frac{1,28-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ Sens l_y :

$$\gamma = \frac{64,75}{62,75} = 1,03 \quad \text{et } \mu = 0,0625 \rightarrow \alpha = 0,0801$$

$$\alpha = 0,0801 < \frac{1,03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.5.7 Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

h = 80 cm ; b = 45 cm

c = 4 cm ; d = 76 cm

a) Charges revenant à la nervure :

q_u = 279.66 KN/m²

q_s = 199.50 KN/m²

b) Moments fléchissant et efforts tranchants :

❖ Sens longitudinal à l'ELU :

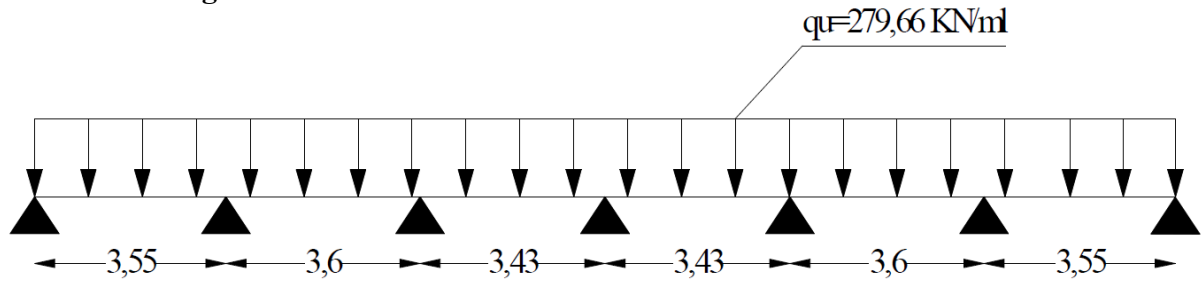


Fig.VII.5 : Schéma statique de la nervure

❖ Détermination des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode forfaitaire exposée au chapitre 3 (calcul des plancher)

❖ Tableau donnant les moments sur appuis (KN.m) :

Aux appuis	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELU	-132,165	-226,5	-181,22	-164,51	-181,22	-226,5	-132,165

❖ Tableau donnant les moments en travée (KN.m) :

En travée	M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇
ELU	318,70	307,63	291,45	291,45	307,63	318,70

❖ Tableau donnant les efforts tranchants (ELU) (KN) :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
T1 (KN)	469,82	515,96	484,48	484,48	515,96	469,82
T2 (KN)	-522,96	-490,81	-474,74	-474,74	-490,81	-522,96

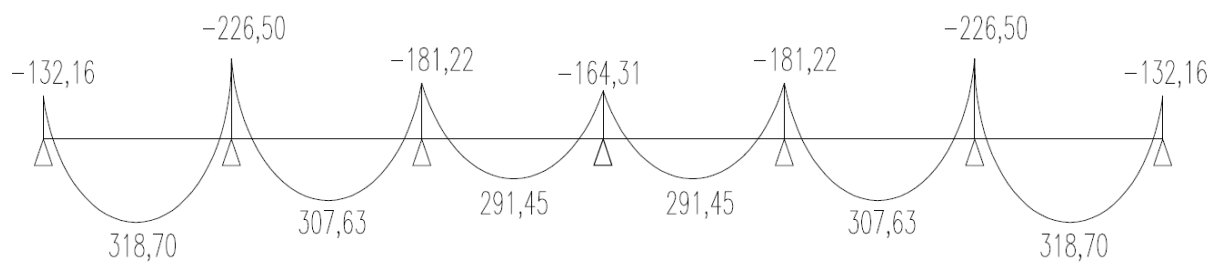


Fig.VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m].

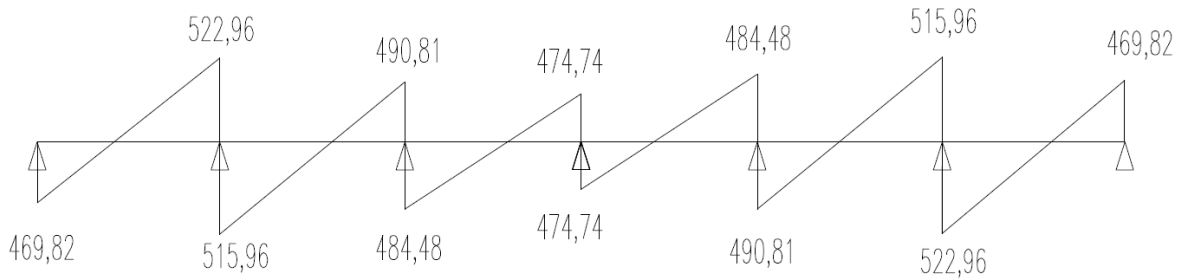
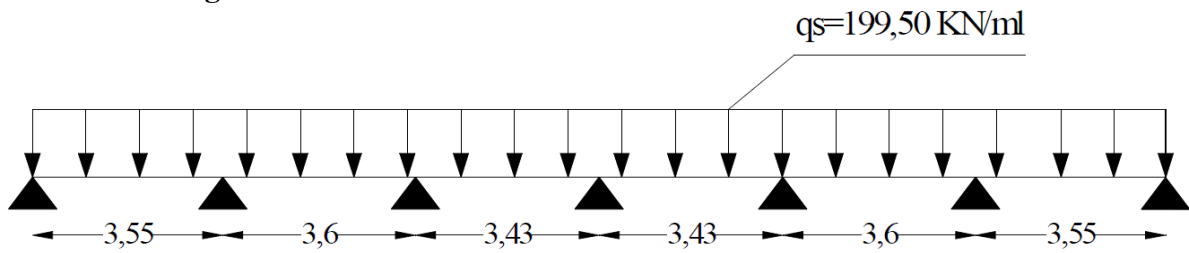


Fig.VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU [KN].

❖ Sens longitudinal à l'ELS :



❖ Tableau donnant les moments sur appuis (KN.m) :

Aux appuis	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇
ELS	-94,28	-161,59	-129,27	-117,35	-129,27	-161,59	-94,28

❖ Tableau donnant les moments en travée (KN.m) :

En travée	M ₁₋₂	M ₂₋₃	M ₃₋₄	M ₄₋₅	M ₅₋₆	M ₆₋₇
ELS	226,87	219,45	205,28	205,28	219,45	226,87

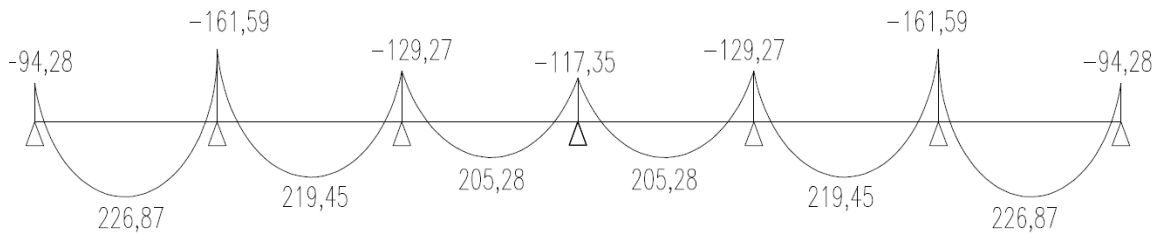
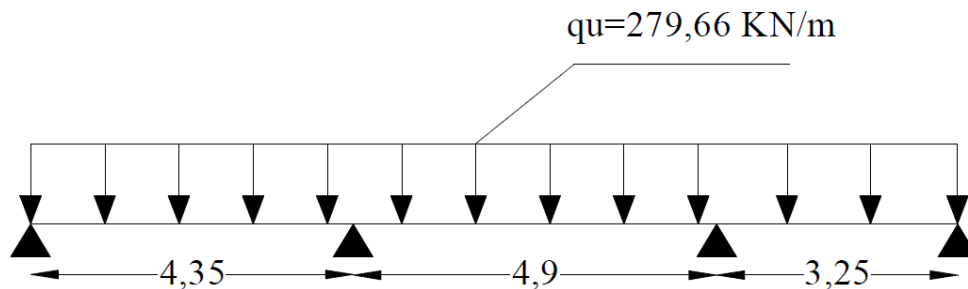


Fig.VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS [KN.m].

❖ Sens transversal à l'ELU :



❖ **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des 3 moments

Les portées successives L_i, L_{i+1} des travées ont un rapport qui n'est pas compris entre

$$0,8 \text{ et } 1,25 \Rightarrow \frac{4,90}{3,25} = 1,51 \notin (0,8; 1,25)$$

❖ **Exposition de la méthode :**

• **Moments aux appuis :**

L'équation des trois moments pour l'appui "i" est donnée par l'expression suivante :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = \frac{P_i \times L_i^3}{4} + \frac{P_{i+1} \times L_{i+1}^3}{4}$$

$$\begin{cases} 8,7M_1 + 4,35M_2 = -20,59q_u \\ 4,35M_1 + 18,5M_2 + 4,90M_3 = -49,99q_u \\ 4,90M_2 + 22,8M_3 + 3,25M_4 = -37,99q_u \\ 3,25M_3 + 6,5M_4 = -8,58q_u \end{cases}$$

Après résolution de système d'équation on aura :

$M_1 = -367,83 \text{ KN.m}$

$M_2 = -587,30 \text{ KN.m}$

$M_3 = -309,19 \text{ KN.m}$

$M_4 = -214,78 \text{ KN.m}$

• **Moments en travée :**

Le moment en travée sera calculé par la formule suivante :

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

- Diminution de 1/3 pour les moments en appuis.

Les calculs donnent les résultats suivants :

travée	L (m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
(1-2)	4,35	279,66	-245,22	-391,53	1,99	251,29	574,62	-641,89
(2-3)	4,90	279,66	-391,53	-206,13	2,65	529,25	723,00	-647,33
(3-4)	3,25	279,66	-206,13	-143,18	1,72	145,00	473,38	-435,07

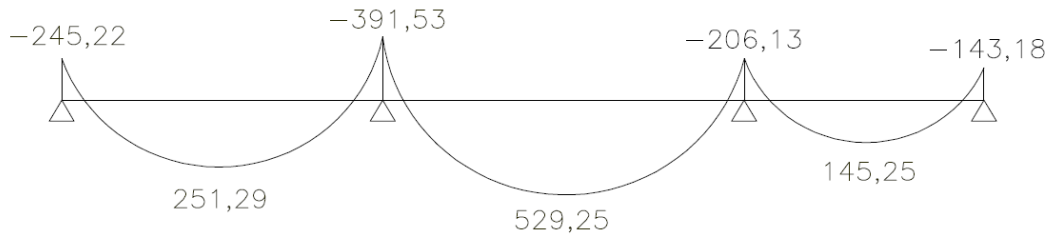


Fig.VII.8 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU [KN.m].

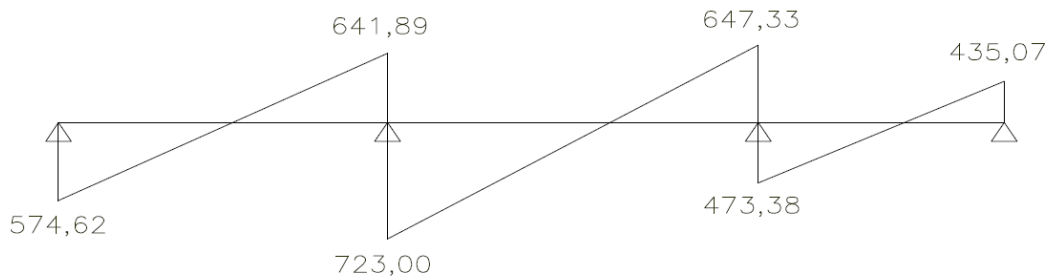
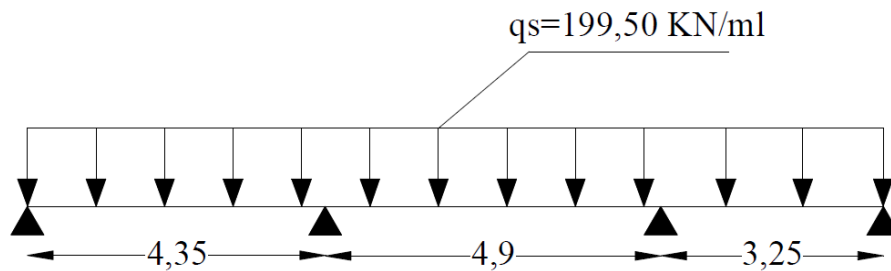


Fig.VII.9 : Diagramme des efforts tranchant à L'ELU [KN].

❖ Sens transversal à l'ELS :



• Moments aux appuis :

- $M_1 = -262,43 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -418,90 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -220,77 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -153,01 \text{ KN.m}$

Les calculs donnent les résultats suivants :

travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	M_t (KN.m)
(1-2)	4,35	199,50	-174,95	-279,26	1,99	179,26
(2-3)	4,90	199,50	-279,26	-147,18	2,65	377,34
(3-4)	3,25	199,50	-147,18	-102,00	1,72	103,45

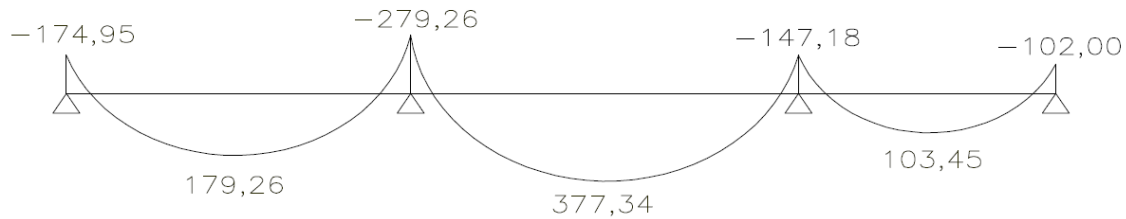


Fig.VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS [KN.m].

Ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments maximaux, aux appuis et en travée :

• A P'ELU :

- Sens longitudinal :

Aux appuis : $M_{ua} = 226,5 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 318,70 \text{ KN.m}$

$T_u^{\max} = 522,96 \text{ KN}$

- Sens transversal :

Aux appuis : $M_{ua} = 391,53 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{ut} = 529,25 \text{ KN.m}$

$T_u^{\max} = 723,00 \text{ KN}$

• A P'ELS :

- Sens longitudinal :

Aux appuis : $M_{sa} = 161,59 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 226,87 \text{ KN.m}$

- Sens transversal :

Aux appuis : $M_{sa} = 279,66 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{st} = 377,34 \text{ KN.m}$

• Armatures longitudinales:

- Sens longitudinal :

○ Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{226,5 \times 10^3}{45 \times 76^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,061 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{226,5 \times 10^3}{0,968 \times 76 \times 348} = 8,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA14 = 12,31 cm² / ml

○ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{318,70 \times 10^3}{45 \times 76^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,086 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{318,70 \times 10^3}{0,955 \times 76 \times 348} = 12,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $6HA16+2 HA14 = 15,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sens transversal :

o Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{391,53 \times 10^3}{45 \times 76^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,106 \rightarrow \beta_u = 0,944$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{391,53 \times 10^3}{0,944 \times 76 \times 348} = 15,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $8HA16 = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

o En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{529,25 \times 10^3}{45 \times 76^2 \times 14,2} = 0,143 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,143 \rightarrow \beta_u = 0,923$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{529,25 \times 10^3}{0,923 \times 76 \times 348} = 21,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $6HA20+2HA16 = 22,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

d) Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

❖ Sens X-X :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 4,13 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$A_{ut} = 15,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ Sens Y-Y :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 4,13 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$A_{ut} = 22,86 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ Sens X-X:

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{522,96 \times 10^3}{450 \times 760} = 1,52 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ Sens Y-Y:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{723 \times 10^3}{450 \times 760} = 2,11 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Espacement des armatures transversales :

❖ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{ cm}$$

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

❖ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (22,8; 45; 20)$$

Soit $\Phi = 10 \text{ mm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (deux cadres).

e) Vérifications à l'ELS :

• Sens X-X :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{226,5}{161,5} = 1,402$$

$$\mu = 0,061 \rightarrow \alpha = 0,0801$$

$$\alpha = 0,0801 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,402-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,451 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{318,7}{226,87} = 1,404$$

$$\mu = 0,086 \rightarrow \alpha = 0,1126$$

$$\alpha = 0,1126 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,404-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,452 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{391,53}{279,26} = 1,40$$

$$\mu = 0,106 \rightarrow \alpha = 0,1404$$

$$\alpha = 0,1404 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{529,25}{377,44} = 1,40$$

$$\mu = 0,143 \rightarrow \alpha = 0,1923$$

$$\alpha = 0,1923 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, il n'est donc pas nécessaire de vérifier

les contraintes du béton à l'ELS.

f) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}'0,8 = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA16 avec $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

VII.5.8 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

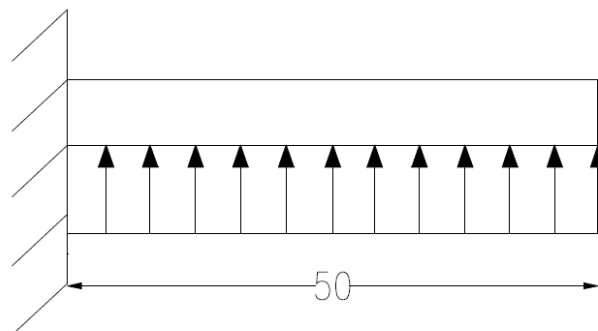
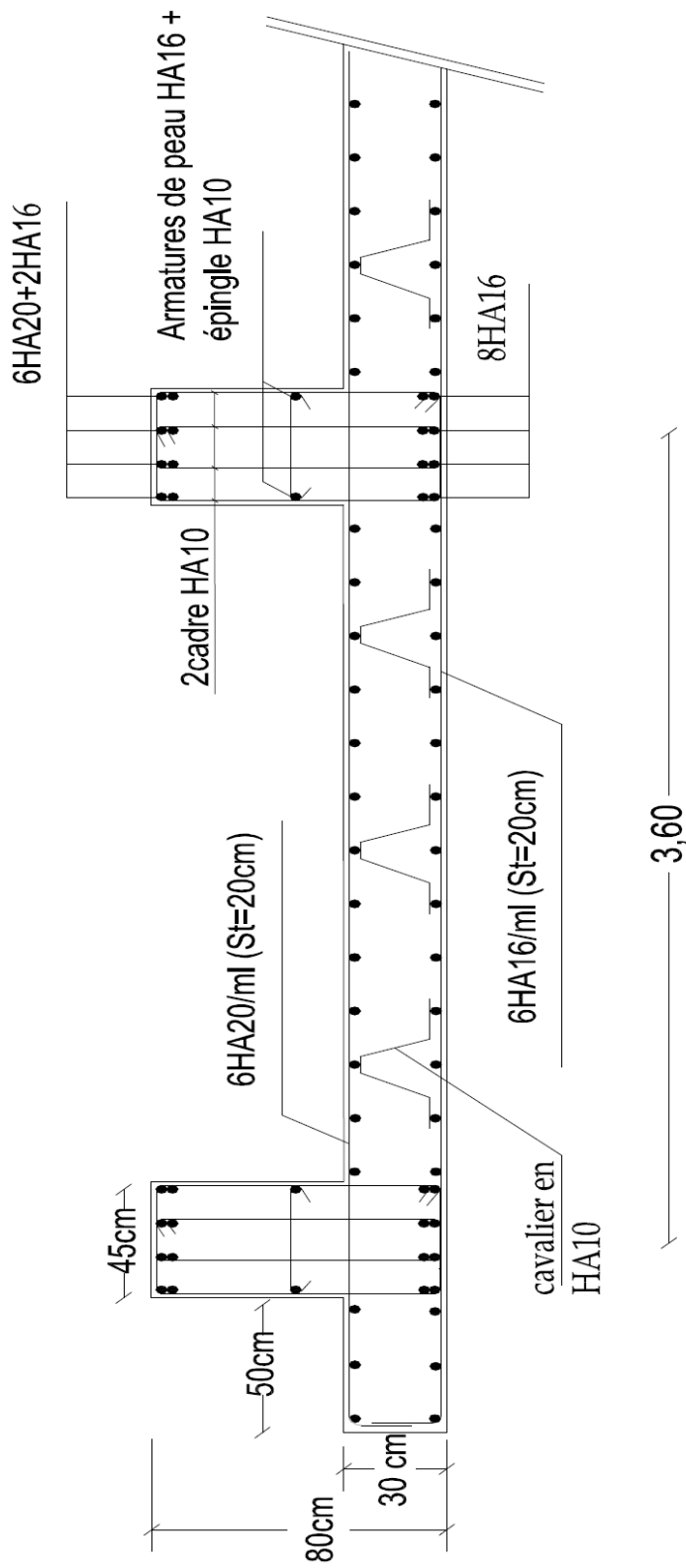
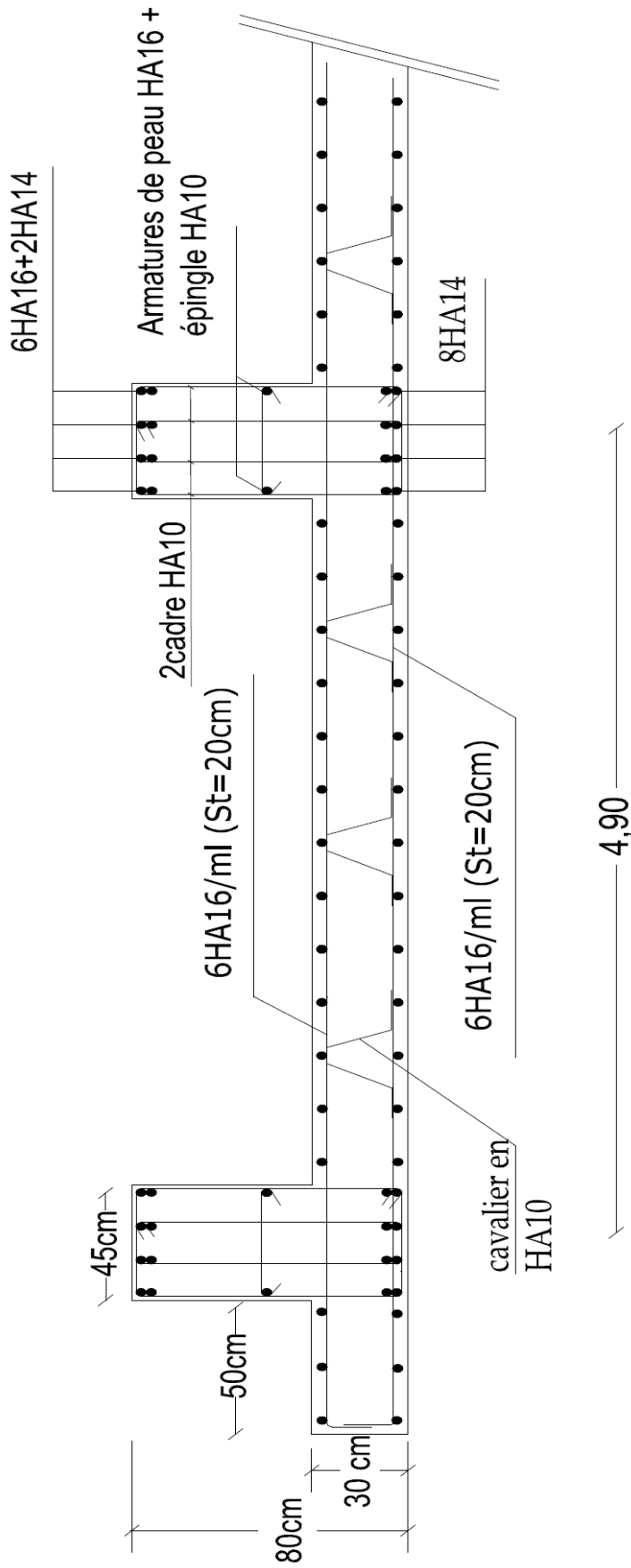


Fig.VII.11 : Schéma statique du débord.

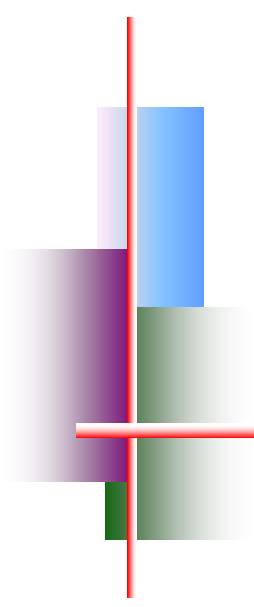
Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au delà des appuis, et des poutres.



FERALLIAGE DE RADIER DANS LE SENS LONGITUDINALE



FERALLIAGE DE RADIER DANS LE SENS TRANSVERSALE



Chapitre 08



Etude de voile

VII.1 Introduction :

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII.2 Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII.3 Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

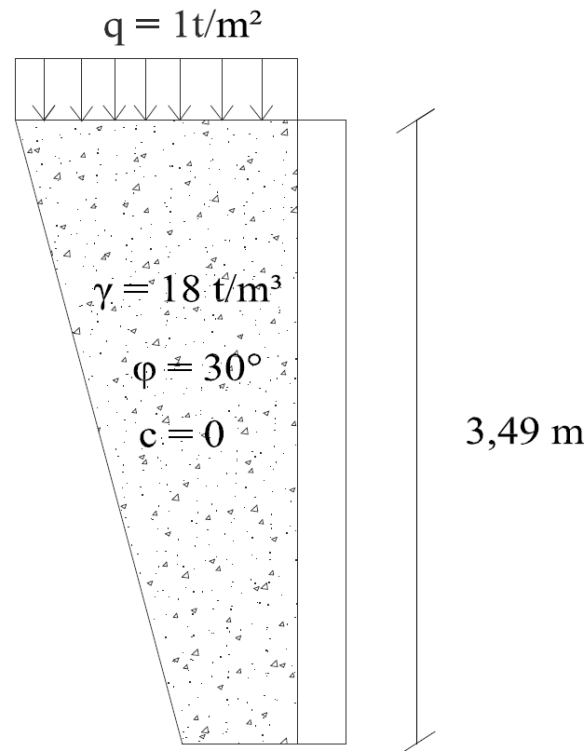


Fig. VIII.1 Schéma du Voile plaque

• Méthode de RANKINE :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses

$$\lambda = \delta = \beta = 0 !!!$$

Type de sol	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_p = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ pour la poussée.}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \text{ pour la butée.}$$

Dans notre cas on a un sol frottant $\varphi \neq 0, c = 0$, notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V \quad ; \quad K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement.

a) Caractéristique du sol :

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2 \text{ surcharge eventuelle}$$

$$\varphi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0,333$$

b) Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = (1,35 \gamma h + 1,5 q)$$

$$\sigma_H = 0,81 h + 0,5$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = \mathbf{0,5 \text{ t/m}^2}.$$

$$h = 3,49 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = \mathbf{3,32 \text{ t/m}^2}.$$

- **ELS:**

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = (\gamma h + q)$$

$$\sigma_H = 0,59 h + 0,333$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = \mathbf{0,333 \text{ t/m}^2} .$$

$$h = 3,49 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = \mathbf{2,39 \text{ t/m}^2}.$$

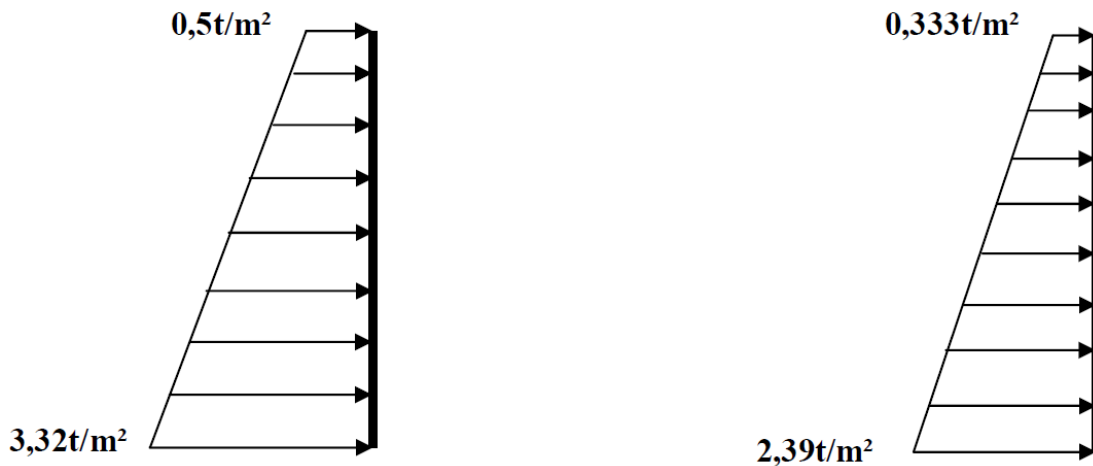


Fig. VIII.2 Diagrammes des contraintes

$$\text{ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 3,32 + 0,5)}{4} = 2,61 \text{ t/ml} .$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{H_2} + \sigma_{H_1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 2,39 + 0,333)}{4} = 1,87 \text{ t/ml}.$$

VIII.4 Ferrailage du voile plaque :

a) Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encadré d'un coté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode de panneaux encadrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peu assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
0,5 → appui intermédiaire de l'appui de rive
0,4 → appui intermédiaire

c) Identification des panneaux :

$L_x=3,20$ m.

$L_y=3,49$ m.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{3,49} = 0,91 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

d) Calcul à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$q_u = 2,61 \text{ t/ml}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\rho = 0,91 \rightarrow \mu_x = 0,0448 ; \quad \mu_y = 0,798$$

$$M_x^u = 0,0448 \times 2,61 \times (3,20)^2 = 1,19 \text{ t.m}$$

$$M_y^u = 0,798 \times (1,19) = 0,95 \text{ t.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25 \Rightarrow 0,95 / 1,19 = 0,79 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

• Correction des moments :

- En travée : $\begin{cases} M_{xt} = 0,75 M_x^u = 0,75 \times 1,19 = 0,89 \text{ t.m} \\ M_{yt} = 0,75 M_y^u = 0,75 \times 0,95 = 0,71 \text{ t.m} \end{cases}$
- Aux appuis : $M_{xa} = -0,5 M_x^u = -0,5 \times 1,19 = -0,595 \text{ t.m}$
 $M_{ya} = -0,4 M_x^u = -0,4 \times 1,19 = -0,476 \text{ t.m}$
 $M_{xa} = -0,5 M_x^u = -0,5 \times 1,19 = -0,595 \text{ t.m}$
 $M_{ya} = -0,4 M_x^u = -0,4 \times 1,19 = -0,476 \text{ t.m}$

• Calcul des efforts tranchants :

- Au milieu de l_x :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 2,61 \times 3,20 \times 3,49 / (3 \times 3,49) = 2,784 \text{ t}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_u = q_u \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 2,61 \times 3,20 \times 3,49 / (2 \times 3,49 + 3,20) = 2,863 \text{ t}$$

e) Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1$ m) et d'épaisseur ($ep=20$ cm).

- **En travée :**

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{0,89 \times 10^4}{(100) \times (18)^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0,89 \times 10^4}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

- Sens de la grande portée : (l_y)

$$d_y = d_x - \left(\frac{\Phi_x + \Phi_y}{2} \right) = 18 - 1 = 17 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y f_{bu}} = \frac{0,71 \times 10^4}{(100) \times (17)^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,71 \times 10^4}{0,991 \times 17 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

- **Aux appuis :**

- Sens de la petite portée : (l_x)

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{0,595 \times 10^4}{(100) \times (18)^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0,595 \times 10^4}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

f) Vérifications à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

– **Armatures suivant le sens de l_x :**

$$W_x = A_x / b \cdot h \geq W_0 (3 - \rho) / 2 \quad \Leftrightarrow \quad A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \rho) / 2.$$

A_x : section minimale d'armatures.

$b \times h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,001 (RPA 2003/ART 10.1.2)

$$A_x \geq W_0 \times b \times h (3 - \rho) / 2 = 0,001 \times 100 \times 20 (3 - 0,91) / 2 = 2,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 2,09 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

– **Armatures parallèles suivant le sens de l_y :**

$$W_y = A_y / b \times h \geq W_0 \quad \Leftrightarrow \quad A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y \geq W_0 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_y = 2,00 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\max} / b \times d = 2,863 \times 10^4 / (1000 \times 180) = 0,159 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,159 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,863 \times 10^4}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

Sens xx : $St \leq \min(2h; 25)$ $St = 25 \text{ cm} < \min\{40 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\}$

Sens yy : $St \leq \min(3h; 33)$ $St = 25 \text{ cm} < \min\{60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$

\Leftrightarrow Les conditions sont vérifiées.

- **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL91 modifié 99).

$$\text{On doit vérifier que : } \phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- g) **Calcul à l'ELS :** ($\nu = 0,2$)

$$q_s = 1,87 \text{ t/ml}$$

$$\rho = 0,91 \rightarrow \mu_x = 0,0519; \mu_y = 0,861$$

$$M_x^s = 0,0519 \times 1,87 \times (3,20)^2 = 0,993 \text{ t.m}$$

$$M_y^s = 0,861 \times (0,993) = 0,854 \text{ t.m}$$

Vérification : $M_y^s / M_x^s = 0,854 / 0,993 = 0,86 > 0,25 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- **Correction des moments :**

- En travée :
$$\begin{cases} M_{xt} = 0,75 M_x^s = 0,75 \times 0,993 = 0,744 t.m \\ M_{yt} = 0,75 M_y^s = 0,75 \times 0,854 = 0,64 t.m \end{cases}$$
- Aux appuis :
$$\begin{aligned} M_{xa} &= -0,5 M_x^s = -0,5 \times 0,993 = -0,496 t.m \\ M_{ya} &= -0,5 M_y^s = -0,5 \times 0,993 = -0,496 t.m \end{aligned}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

- **Au milieu de l_x :**

$$T_s = q_s \times l_x \times l_y / (3 l_y) = 1,87 \times 3,20 \times 3,49 / (3 \times 3,49) = 1,99 \text{ t}$$

- **Au milieu de l_y :**

$$T_s = q_s \times l_x \times l_y / (2 l_y + l_x) = 1,87 \times 3,20 \times 3,49 / (2 \times 3,49 + 3,20) = 2,05 \text{ t}$$

h) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ($b = 100 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$) et une nuance d'acier FeE400, il est permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens L_x :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{0,89}{0,744} = 1,19$$

$$\mu = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Sens L_y :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{0,71}{0,64} = 1,11$$

$$\mu = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{1,11 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,305 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** Suivant l'axe (x-x) et (y-y).

$$\gamma = \frac{0,959}{0,496} = 1,93$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{1,93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,715 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de compression du béton.

• **Etat limite de déformation** : [Article B.7.5 du BAEL 91]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$

$$h / L_x = 20 / 320 = 0,0625$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,75 M_x / 20 M_x = 0,0375$$

$$h / L_x = 0,052 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- $A_x / b.d \leq 2 / f_e$

$$A_x / b.d = 3,14 / 100 \times 18 = 0,0017$$

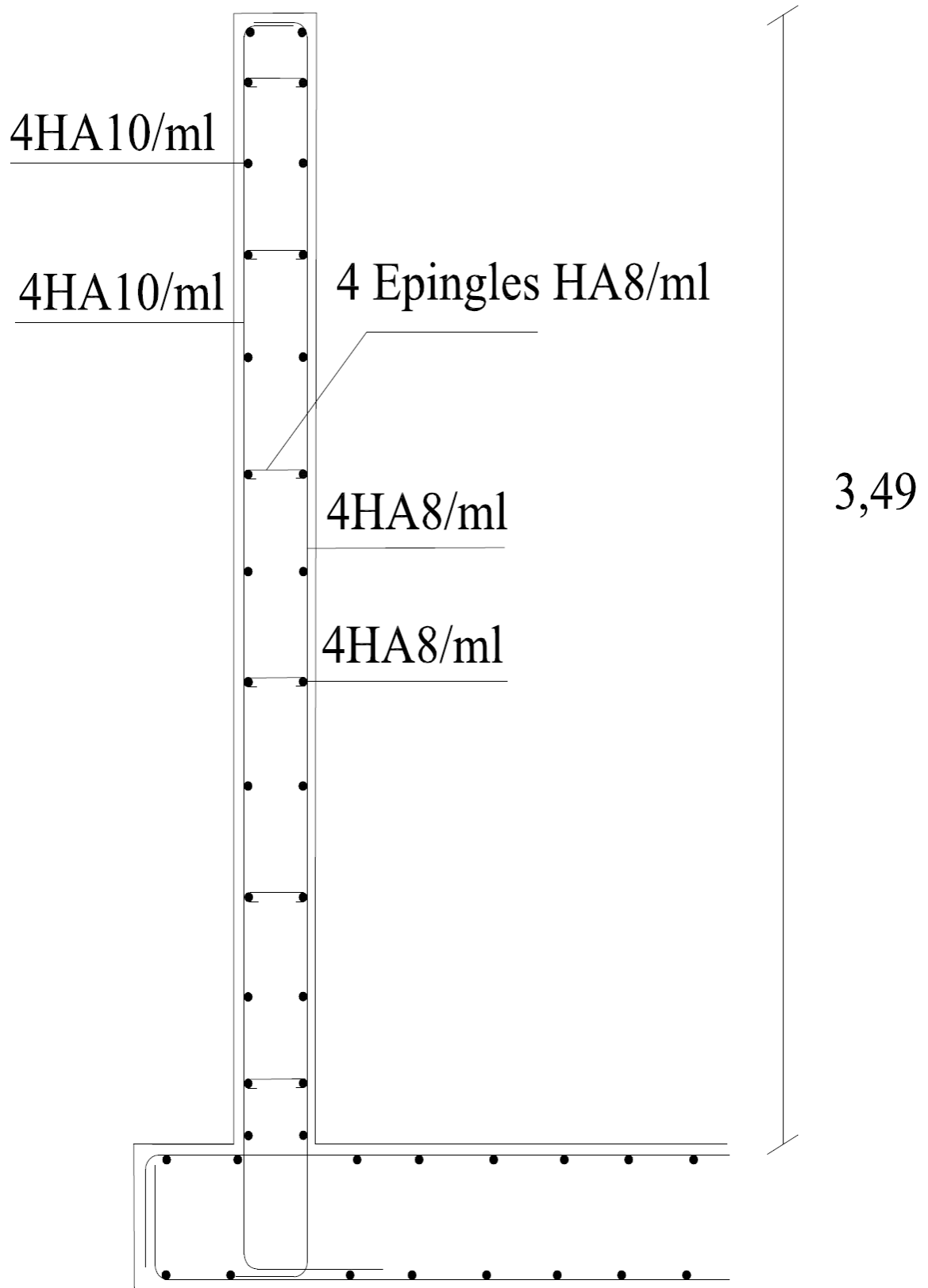
$$A_x / b.d = 0,0017 < 2 / f_e = 0,005 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées \Rightarrow il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- Récapitulatif des résultats du ferrailage à l'ELU est sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (t.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	0,595	0,012	0,994	0,95	2,01	4HA8	25
	Y-Y	0,595	0,012	0,994	0,22	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	0,89	0,019	0,990	1,58	3,14	4HA10	25
	Y-Y	0,71	0,017	0,991	1,21	3,14	4HA10	25



FERRAILLAGE DU VOILE PLAQUE

Conclusion:

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

BIBLIOGRAPHIE

- *DTR-BC-2-2 (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d’exploitation).*
- *RPA 99 VERSION 2003 (règles parasismiques algériennes).*
- *CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).*
- *BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).*
- *Cours en béton armé OLIVIER GAGLIADINI IUP Génie Civil et infrastructure.*
- *Cours et travaux dirigés des années de spécialité (Béton, MDS et RDM)*
- *Mémoires de fin d’étude des promotions précédentes.*