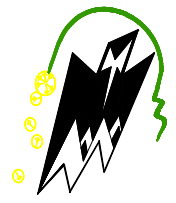


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil

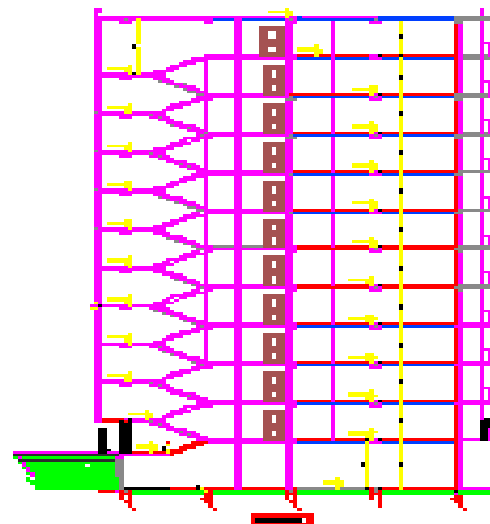
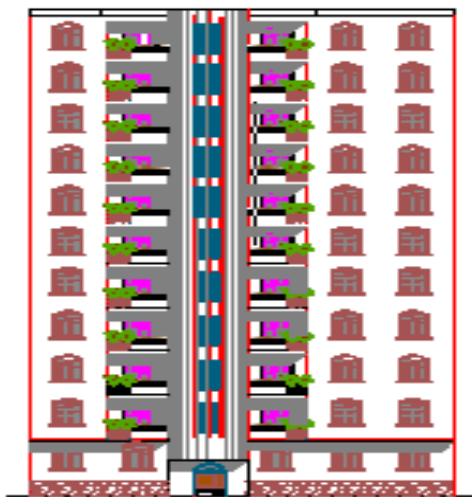


Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+Sous sol) à usage d'habitation et commercial à ossatures mixtes contreventé par voiles.
Avec l'application du logiciel ETABS.*



Etudié par: M^{elle} MANSOURI GHANIA
M^{elle} LARBI ROZA

Dirigé par : M^{me} IDRES

Année 2017/2018

Remerciement

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M^{me} : IDRES pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GÉNIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

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

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Merci à tous



Dédicace

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance :*

À la mémoire de ma chère sœur SAMIA.

*À ceux pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais
jamais assez mes très chers parents MOHAMED
et SADIA.*

*À ma sœur MALIKA et son mari SAID avec leurs
fils MOMOH et ZINOÛ.*

*À mes sœurs OURIDA, ZAZI et son mari SOFIANE
avec leur fils ADAM.*

À mes frères RABAH, SAID et sa femme SAMIA.

*À mon frère ALI et sa femme OUIZA avec leurs fils
NADJIB et ILYAS.*

*À mon binôme ROZA ainsi que toute la famille
LARBI.*

À mes copines: NADIA, DRIFA, LINDA, SARA.

À tous mes amis (es)

*À tous ceux qui me connaissent et me sont chers
.....que vous trouviez ici*

*toute ma
gratitude.....*

GHANIA.



Dédicace

*Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en
signe de respect et de reconnaissance :*

À la mémoire de mon cher père RACHID

*À celle pour qui je dois tout et à qui je ne rendrais
jamais*

assez ma chère mère FATIMA.

À mon frère M'HEND.

À ma sœur FARIZA.

À ma grande mère BARIHI.

*À mon oncle MOHAMED et sa femme OUNISSA
avec leurs fils THANINA, MAYA et AYLANE.*

*À mon binôme GHANIA ainsi que toute la famille
MANSOURI.*

*À tous mes amis (es) en particulier NASSIM ainsi que
toute la famille BOUBEKKI.*

*À tous ceux qui me connaissent et me sont chers
.....que vous trouviez ici toute ma gratitude.....*

ROZA.



SOMMAIRE

Plan d'architecture

Introduction générales

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 9

Chapitres III : Calcul des éléments secondaires

III-1 Acrotère..... 20

III-2 Plancher..... 27

III-3 Balcon 46

III-4 Escalier..... 51

III-5 poutre palière 87

III-6 Salle machine 98

Chapitre IV : Etude de contreventement 108

Chapitre V : Présentation de l'ETABS et modélisation 133

Chapitre VI : Les vérifications RPA 147

Chapitre VII : Ferrailage des éléments principaux

VI-1 Ferrailage des poteaux 162

VI-2 Ferrailage des poutres..... 175

VI-3 Ferrailage des voiles 187

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... 208

Chapitre IX : Etude du mur plaque 236

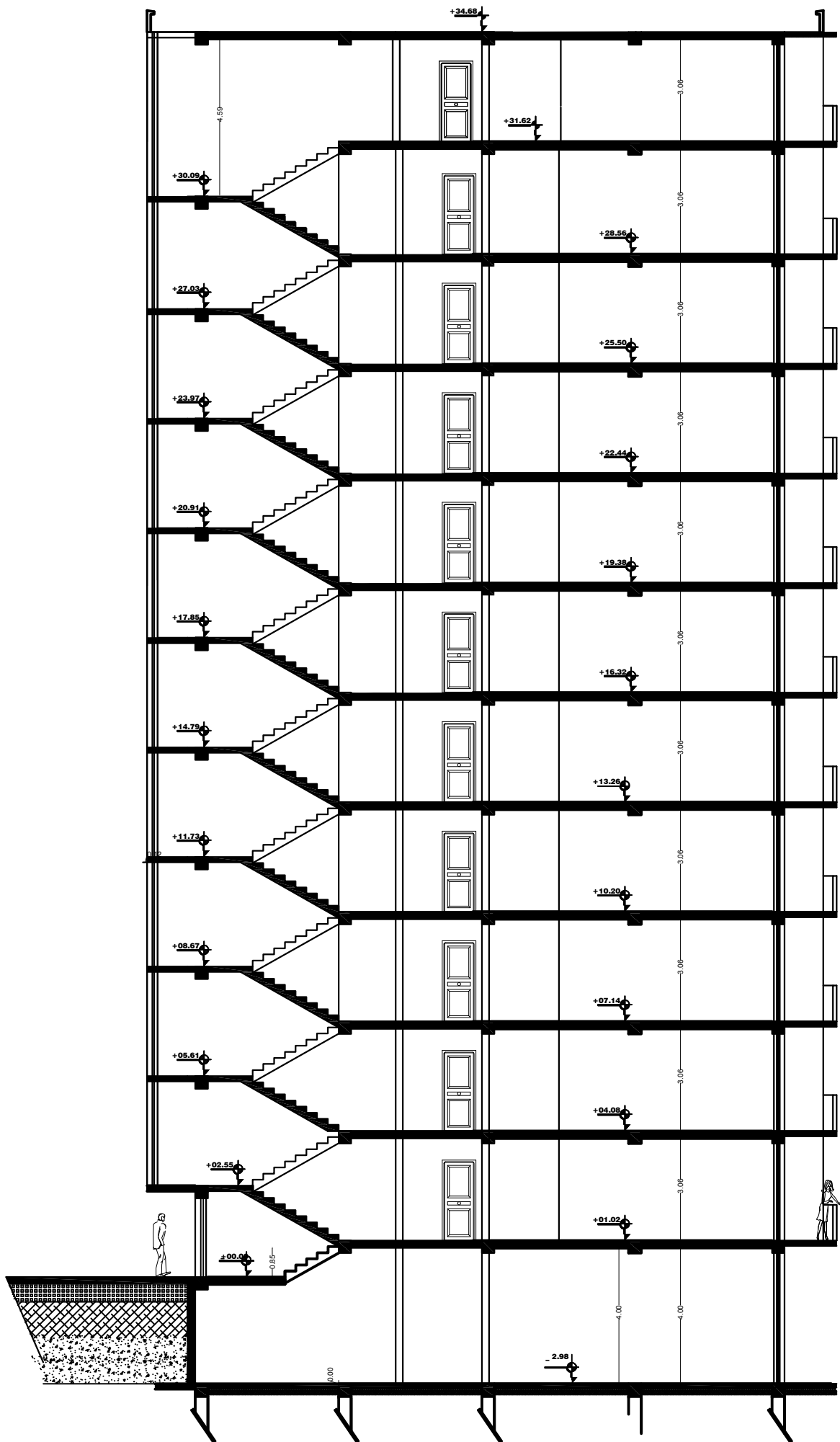
Conclusion

Plan d'exécution

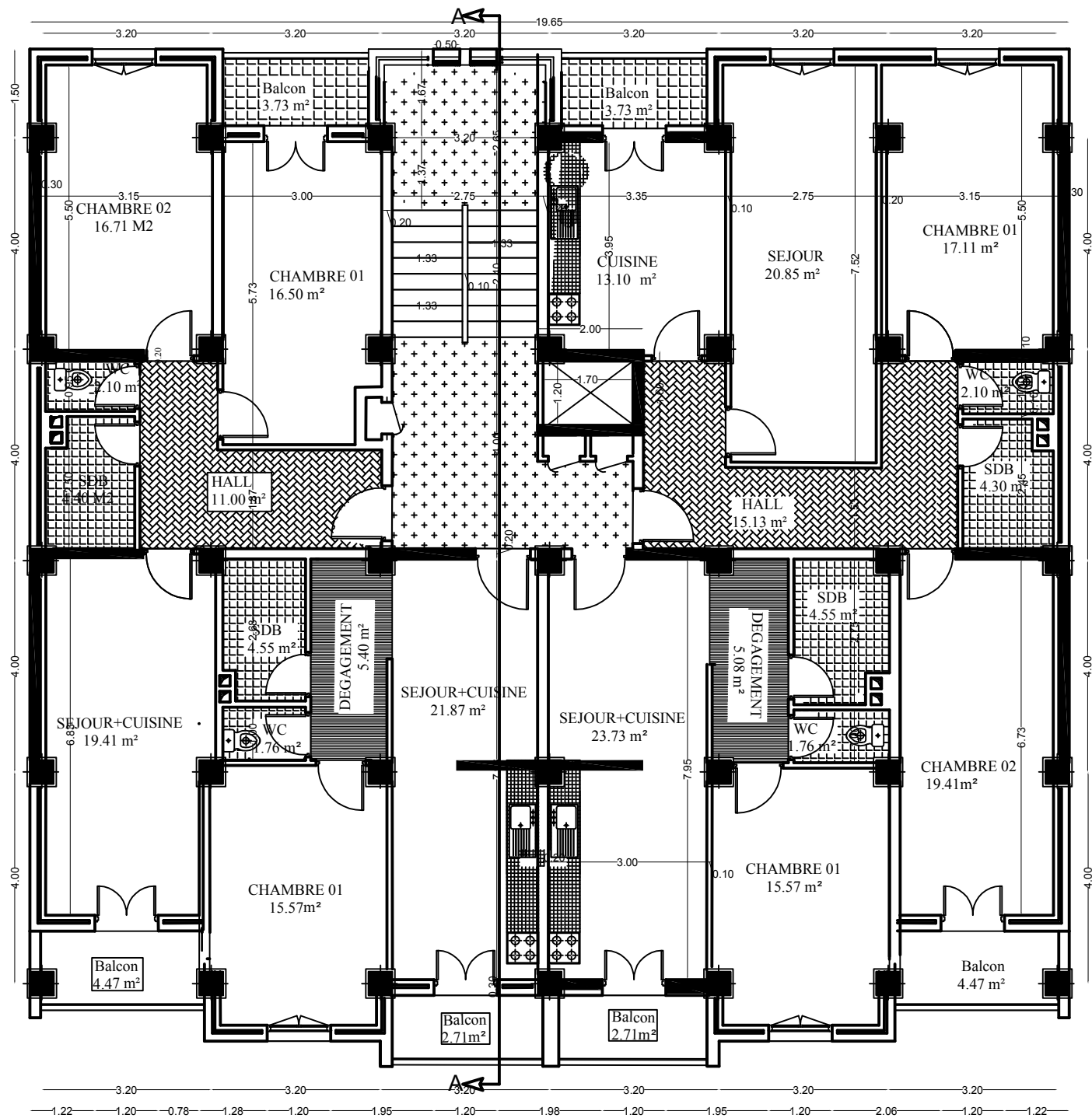
Bibliographie



FAÇADE PRINCIPALE

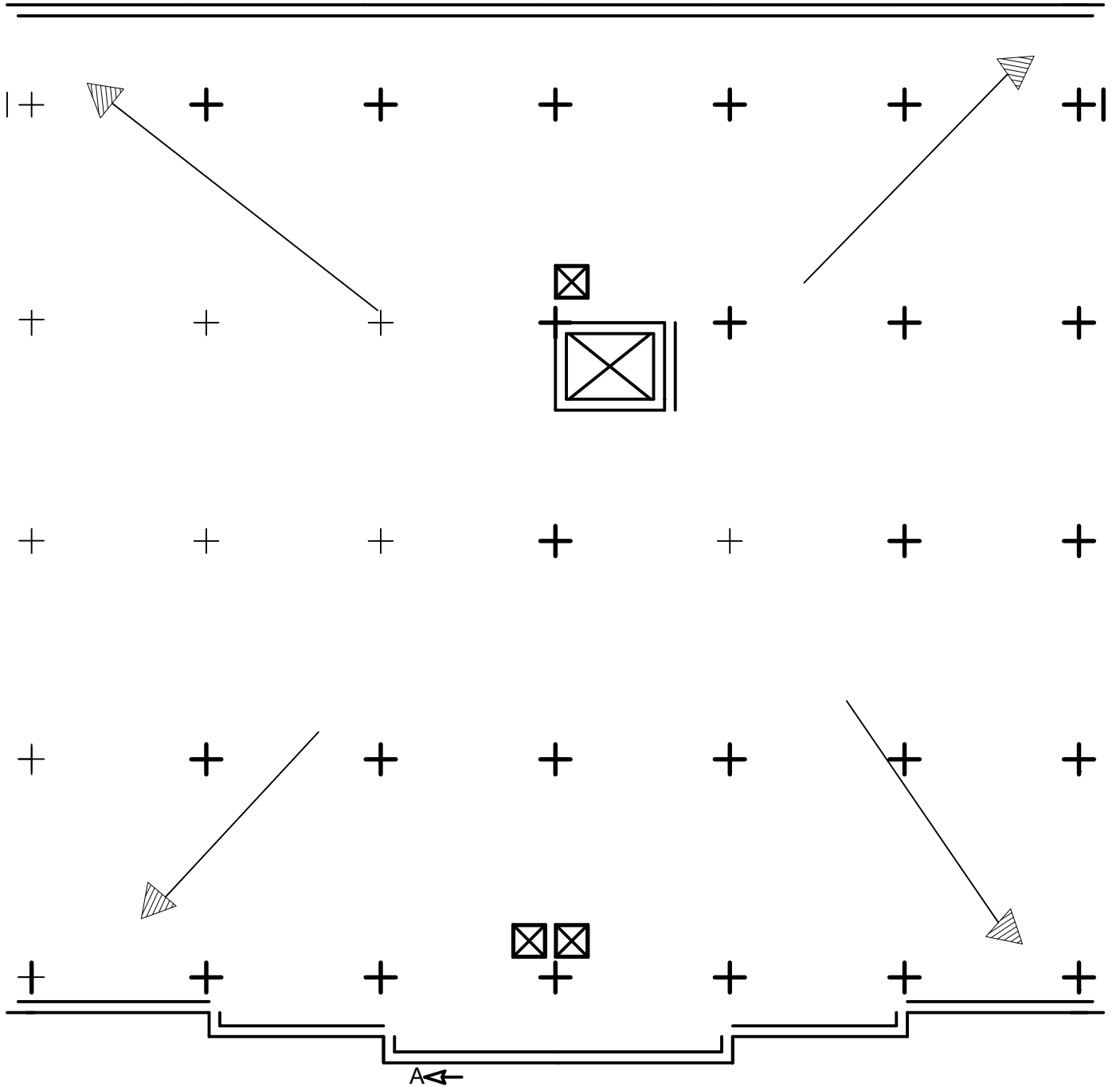


COUPE AA



PLAN DE L'ETAGE COURANT

A ←



PLAN DE L'ETAGE TERRASSE

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments.

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure ; et c'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaires.

I Présentation et description de l'ouvrage

I-1 Description de l'ouvrage

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment(R + 10) avec sous sol. Composé d'un sous sol commercial, un rez de chaussée et de 10 niveaux à usage d'habitation. Cet ouvrage est implanté à Tizi Ouzou classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-3 Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91, modifiées 99**).
- Le règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**).
- Documentation technique réglementaire (**DTR**).

I-3 Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

Hauteur totale	37,66 m.
Hauteur d'étage courant	3,06 m.
Hauteur de RDC	3,06 m.
Hauteur de sous sol	4,00 m.
Hauteur de l'acrotère	0,60 m.
Longueur totale du bâtiment.....	19,65 m.
Largeur totale du bâtiment	16,45 m.

I-4 Les éléments de l'ouvrage

I-4.1 L'ossature

L'ossature du bâtiment est constituée de portiques (poteaux et poutres) et de voiles.

L'ossature du bâtiment est destinée à reprendre les charges, et les surcharges verticales et assurer le contreventement de bâtiment.

Quand aux sollicitations dues aux charges horizontales, sont reprises par les voiles et les portiques.

I-4.2 Planchers**a) Planchers en corps creux**

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

b) Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machines.

I-4.3 La maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuse de 10cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-4.4 Les revêtements

- Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I-4.5 Escaliers

L'escalier est constitué d'un palier de repos, d'une paillasse et d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage et de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Notre bâtiment sera munie d'une seule cage d'escalier, composée de deux volées en béton armé coulé sur place.

I-4.6 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage réalisée en voile.

I-4.7 Balcons

Les balcons que sont en console seront réalisés en dalle pleine, les autres seront en corps creux.

I-4.8 Voiles

Ce sont des éléments réalisés en béton armé, ils sont destinés à reprendre les charges verticales et assurer la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I-4.9 Coffrage

Pour des raisons pratiques, on utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois).

I-5 Eléments composants de l'infrastructure

Les fondations sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles.....etc.)

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

I-6 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-6.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé des éléments suivants : Pâte pure (ciment +eau) et des Granulats (sables et graviers)

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350kg/m^3 de ciment portland (CPJ 325) quand à la granulométrie et l'eau de gâchage qui entre dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé a partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m^3 de béton :

- Sable :.....380 à 450 cm^3 (Dg5mm).
- Gravillons :.....756 à 850 (Dg25mm).
- Ciment :300 à 400kg.
- Eau :.....150 à 200 L.

I-6.2 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, (de diamètre $\varnothing = 16$ [cm], hauteur $h = 32$ [cm]).

Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25$ [MPa].

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (BAEL91, modifiées 99/Art. A.2.1, 11)}$$

I-6.3 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa (BAEL91, modifiées 99/Art A.2.1, 12)}$$

$$\text{Et } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I-6.4 Etat limite

Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite ultime.
- Etat limite de service.

a) Etat limite ultime (ELU)

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

• Contrainte limite à la compression

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{(BAEL 91, modifiées 99 / Art A.4.3, 41)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité partiel.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \textit{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \textit{situation accidentelle} \end{array} \right\}$$

Avec :

θ : Coefficient de la durée (t) d'application de la combinaison d'action.

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24h \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t < 1h \end{array} \right\}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$, on aura ; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

« Diagramme déformation-contrainte » : (BAEL91, modifiées 99/Art A.4.3, 41)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %

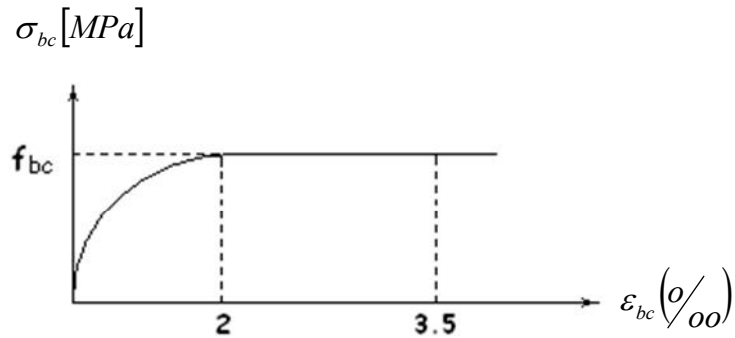


Fig I.1 : Diagramme déformation contrainte du béton ELU.

Avec σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

b) Etat limite de service (ELS) : (BAEL 91, modifiées 99/Art A.4.5, 2)

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

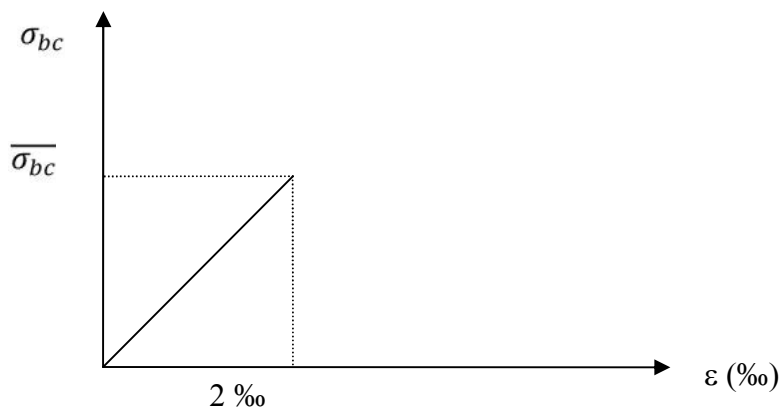


Fig I.2 : Diagramme déformation contrainte du béton à ELS.

c) Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91, modifiées 99/Art A.5.1, 1)

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

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

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

b : La largeur de l'âme.

d : Valeur de la hauteur utile.

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91, modifiées 99/Art A.5.1, 21)

- **Fissuration peu nuisible** : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$.
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$.
- **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$.

Module de déformation longitudinale

On distingue 2 modules de déformation longitudinale :

- **Instantanée** $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en (MPa) **(BAEL91, modifiées 99/Art A.2.1, 21)**.

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures,

- **Différée** $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en (MPa) **(BAEL91, modifiées 99/Art A.2.1, 22)**.

Pour les charges de longue durée d'application

$$A \quad j = 28 \text{ jours} \left. \begin{array}{l} E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Module de déformation transversale

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots \text{(BAEL91, modifiées 99/Art 2.1, 3)}$$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de Poisson.

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

= 0..... pour le calcul des sollicitations.

= 0.2.....pour le calcul des déformations.

I-2 Acier

Généralités:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa ;
- Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa ;
- Treillis soudé de type 520.

a) Module d'élasticité longitudinale

$E_s = 2.10^5$ [MPa] (BAEL 91, modifiées 99 /Art: A.2.2, 1).

b) Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime (ELU)**

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

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité : } \left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right\}$$

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91, modifiées 99/Art : A.4.5, 32)**

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

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art : A.4.5, 34)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPA.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, (r.l).

$\eta = 1,6$ pour les aciers hauts adhérences, (H.A).

$\eta = 1,3$ pour les aciers hauts adhérences de $\emptyset < 6\text{mm}$.

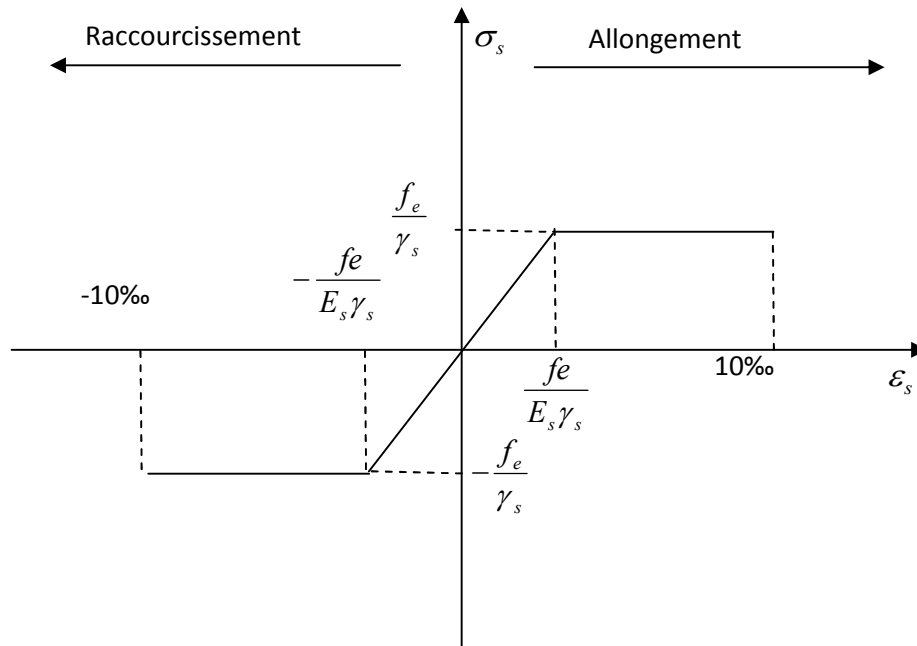


Fig I.3 : Diagramme déformation contrainte (BAEL91, modifiées 99/Art2.2, 2).

Protection des armatures : (BAEL91/Art A.7.1)

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

- C 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives ;
- C 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) ;
- C 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II Pré dimensionnement et descente de charges

II-1 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les voiles...

II-1.1 Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée pour réduire la flèche.

Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort et la sécurité des occupants.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$h_t = \frac{l_{max}}{22,5} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 modifiés 99 / Art B.6. 8.4)}$$

l_{max} : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : épaisseur du plancher.

$$l_{max} = 400 - 25 = 375\text{cm.}$$

Dans notre cas : $l_{max}=375\text{cm} \rightarrow h_t = \frac{375}{22,5} = 16,67\text{cm.}$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

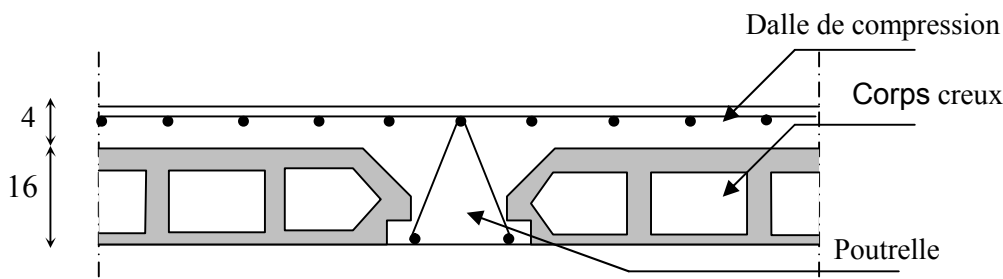


Fig II. 1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II-1.2 Les Poutres

Les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes:

$$\diamond \text{ Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\diamond \text{ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : la plus grande travée dans le sens considéré.

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone IIa :

La hauteur : $h \geq 30$ cm

La largeur : $b \geq 20$ cm

Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

$$b_{\max} = 1,5h_t + b$$

a) Les poutres principales

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

\diamond **Hauteur** : elle est définie par :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens longitudinale

H_t : hauteur de la poutre.

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$\frac{375}{15} \leq ht \leq \frac{375}{10} \text{ [cm]} \longrightarrow 25 \leq ht \leq 37,5 \text{ soit : } ht = 40 \text{ cm.}$$

\diamond **Largeur** : elle est définie par :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \longrightarrow 0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On adoptera une largeur de 30cm ($b=30$ cm)

- **Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]**

$ht = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$b_{\max} = 30 < (1,5 \times 40) + 30 = 90 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) Poutre secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles qui assurent le chainage.

❖ **Hauteur** : elle est définie par :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{295}{15} \leq ht \leq \frac{295}{10} \text{ [cm]} \longrightarrow 19,67 \leq ht \leq 29,5 \text{ soit : } ht = 35 \text{ cm.}$$

❖ **Largeur** : elle est définie par :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \longrightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur de 30cm (b=30cm)

• **Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]**

$ht = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$b_{max} = 30 < (1,5 \times 35) + 30 = 82,5 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

Les sections adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : (40 x 30) cm²
- ✓ Poutres secondaires : (35 x 30) cm²

II-1.3 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et aussi reprendre une partie des charges verticales.

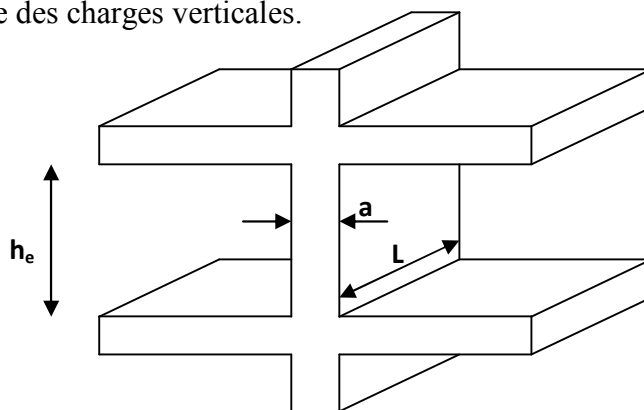


Fig II. 2 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (**RPA 99 art 7.7.1**) comme le montre la figure si de sous avec une épaisseur minimale de **15cm**. De plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités.

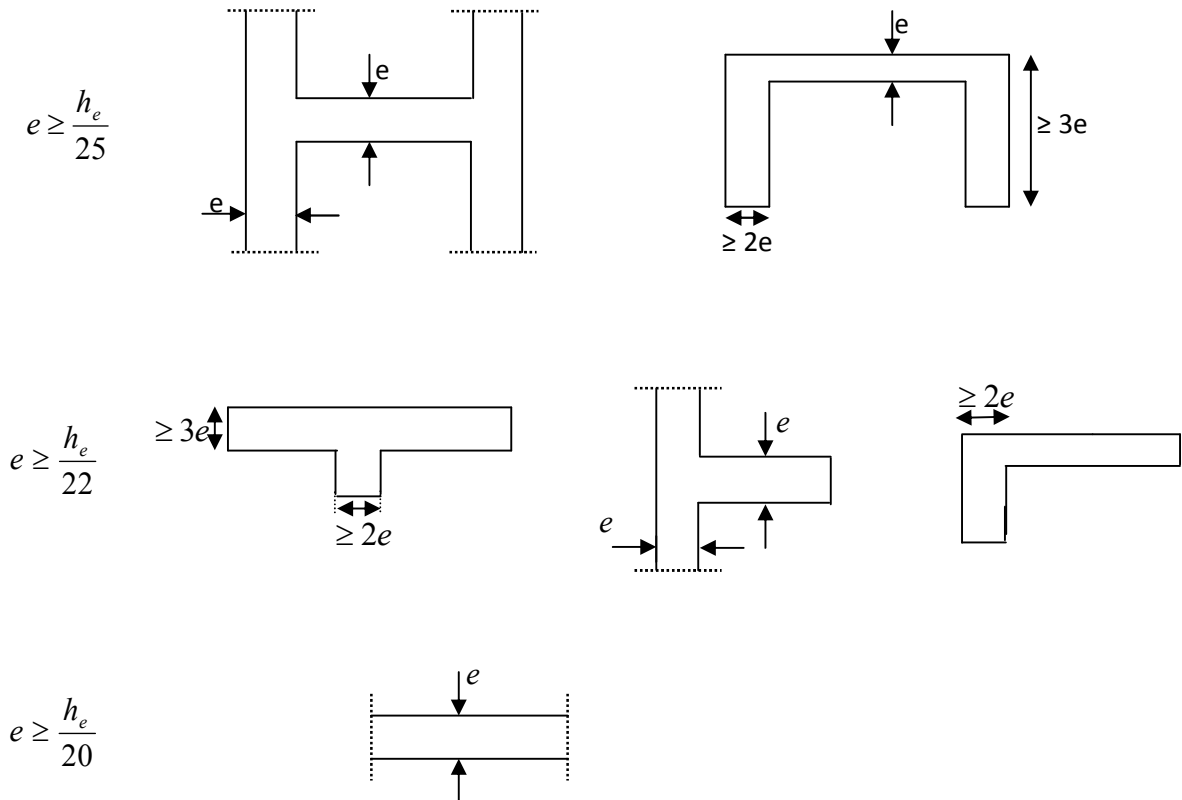


Fig II.3 : coupes des voiles en plan.

• **Sous Sol**

$h_e = h - h_t$

$h_e = 400 - 20 = 380 \text{ cm}$

$a = h_e / 20 = 380 / 20 = 19,00 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$

• **RDC, étages courants**

$h_e = h - e_p$

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

$a = h_e / 20 = 286 / 20 = 14,30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de **1m** donc la condition **L ≥ 4a** est vérifié.

Remarque

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

II-1.4 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à L'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité .elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les règles de [BAEL 91 modifié 99] Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G+Q$

N_s : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II-2 Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2).

a) Charges permanentes**a.1 Plancher terrasse (inaccessible)**

- couche de gravier roulé $e_p = 5 \text{ cm}$ 1,00 KN/m².
- Etanchéité multicouche $e_p = 2 \text{ cm}$0, 12 KN/m².
- Béton en forme de pente $e_p = 7 \text{ cm}$1,54 KN/m².
- Pare vapeur (feuille polyane)0,01 KN/m².
- Isolation thermique $e_p = 4 \text{ cm}$0,16 KN/m².
- Plancher à corps creux (16+4).....2,80 KN/m².
- Enduit sous plafond $e_p = 2 \text{ cm}$ 0,20 KN/m².

$G = 5,83 \text{ KN/m}^2$.

a.2 Plancher d'étage courant

- Revêtement en carrelage(e=2 cm) 0,44 KN/m².
- Mortier de pose(e=2 cm) 0,44 KN/m².
- Couche de sable(e= 2 cm) 0,36 KN/m².
- Plancher en corps creux(e= 20 cm) 2,80 KN/m².
- Enduit de plâtre(e=2 cm)..... 0,20 KN/m².
- Cloisons(e=10 cm)..... 1,00 KN/m².

G = 5,24 KN/m².

a.3 Murs extérieures

- Enduit de ciment (e= 2 cm).....0,36 KN/m².
- Briques creuses extérieures (e=15 cm).....1,30 KN/m².
- Lamme d'air (e=5 cm).....0,00 KN/m².
- Briques creuses intérieures (e=10 cm).....0,90 KN/m².
- Enduit de plâtre (e= 2 cm).....0,20 KN/m².

G = 2,76 KN/m².

a.4 Murs intérieurs

- Enduit de plâtre (e= 2 cm)0,20 KN/m².
- Briques creuses (e= 10 cm).....0,90 KN/m².
- Enduit de plâtre (e= 2 cm).....0,20 KN/m².

G = 1,30 KN/m².

a.5 Dalles pleines

- Revêtement en carrelage (ep = 2 cm)..... 0,40 KN/m².
- Mortier de pose (ep = 3 cm).....0,60 KN/m².
- Couche de sable (ep = 3 cm)..... 0,54 KN/m².
- Dalle pleine en béton armé (ep = 15 cm).....3,75 KN/m².
- Mortier de ciment (ep = 2 cm).....0,36 KN/m².

G = 5,65 KN/m².

a.6 L'acrotère

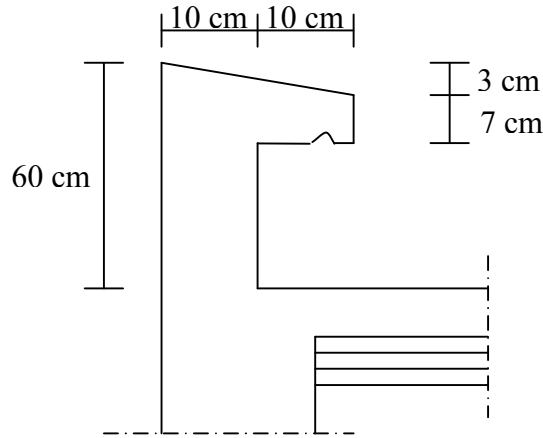


Fig II. 4 : Coupe transversale de l'acrotère.

$$G = \left| (0,50 \times 0,10) + (0,07 \times 0,20) + \left(0,03 \times \frac{0,20}{2} \right) \right| \times 25$$

G = 1,675 KN/m².

b) Les surcharges d'exploitation

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

- Plancher terrasse.....Q=1,00 KN/m².
- Plancher étage courant : à usage d'habitation.....Q=1,50 KN/m².
- Plancher de RDC : à usage d'habitationQ=1,50 KN/m².
- Plancher sous sol : à usage commercialQ=2,50 KN/m².
- L'escalier.....Q=2,50 KN/m².
- L'acrotère.....Q=1,00 KN/m².
- Balcons.....Q=3,5 KN/m².

II-3 Descente de charge

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

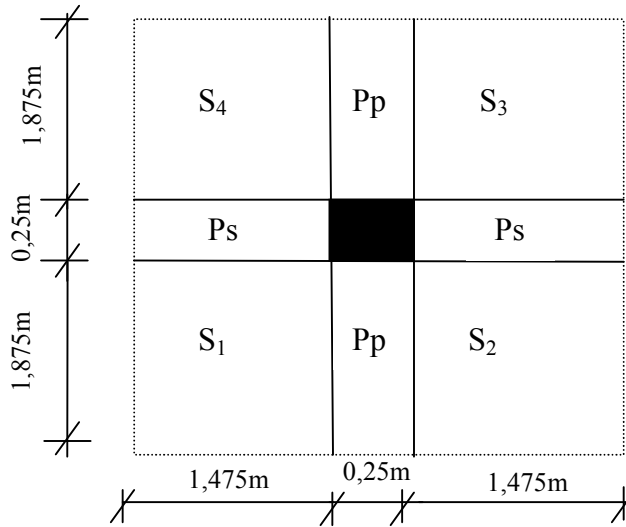


Fig II.5 : surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Surface d'influence

$$S_{nette} = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = S2 = S3= S4= 1,875 \times 1,475 = 2,77m^2.$$

$$S_{nette} = 2,77 \times 4 = 11,08m^2.$$

$$S_{brute} = 4 \times 3,2 = 12,80m^2.$$

a) Poids propre des éléments

Plancher terrasse : $G \times S = 5,83 \times 11,08 = 64,60 \text{ KN}.$

Plancher étage courant : $G \times S = 5,24 \times 11,08 = 58,06 \text{ KN}.$

Poutres :

-Poutres principales : $\rho \times b \times h \times (1,875+1,875) = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times 3,75 = 11,25 \text{ KN}.$

- poutres secondaires : $\rho \times b \times h \times (1,475+1,475) = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 2,95 = 7,74 \text{ KN}.$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = 18,99 KN.

Poteaux :

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

$b = 25 \text{ cm}.$

$h = 25 \text{ cm}.$

-poteau RDC et poteau étage courant : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}.$

- poteau sous sol = $25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,00 = 6,25 \text{ KN}.$

Sous sol : $Q \times S = 2,5 \times 11,08 = 27,7 \text{ KN}$.

Etage courant : $Q \times S = 1,50 \times 11,08 = 16,62 \text{ KN}$.

Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1,00 \times 11,08 = 11,08 \text{ KN}$.

II-3.1 Loi de dégression des surcharges

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

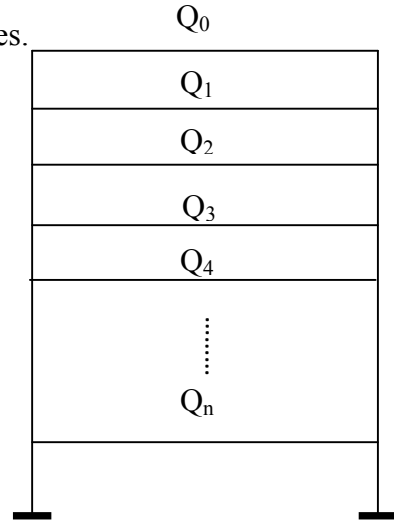
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	Sous sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69	0,66	0,65	0,63

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 11,08 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 11,08 + 16,62 = 27,70 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 11,08 + 0,95(16,62 \times 2) = 42,66 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,08 + 0,90(16,62 \times 3) = 55,95 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,08 + 0,85(16,62 \times 4) = 67,59 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,08 + 0,80(16,62 \times 5) = 77,56 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,08 + 0,75(16,62 \times 6) = 85,87 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,08 + 0,71(16,62 \times 7) = 93,68 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,08 + 0,69(16,62 \times 8) = 102,82 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,08 + 0,66(16,62 \times 9) = 109,80 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11,08 + 0,65(16,62 \times 10) = 119,11 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 11,08 + 0,63[(16,62 \times 10) + 27,7] = 133,24 \text{ KN.}$$

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	Gplancher	G poutre	Gpoteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptées
10	64,60	18,99	4,78	88,37	88,37	11,08	11,08	99,45	66,3	30x30
9	58,06	18,99	4,78	81,83	170,2	16,62	27,70	197,9	131,93	30x30
8	58,06	18,99	4,78	81,83	252,03	16,62	42,66	294,69	196,46	30x30
7	58,06	18,99	4,78	81,83	333,86	16,62	55,95	389,81	259,87	35x35
6	58,06	18,99	4,78	81,83	415,69	16,62	67,59	483,28	322,19	35x35
5	58,06	18,99	4,78	81,83	497,52	16,62	77,56	575,08	383,39	35x35
4	58,06	18,99	4,78	81,83	579,35	16,62	85,87	665,22	443,48	40x40
3	58,06	18,99	4,78	81,83	661,18	16,62	93,68	754,86	503,24	40x40
2	58,06	18,99	4,78	81,83	743,01	16,62	102,82	845,83	563,89	40x40
1	58,06	18,99	4,78	81,83	824,84	16,62	109,80	934,64	623,09	45x45
RDC	58,06	18,99	4,78	81,83	906,67	16,62	119,11	1025,78	683,85	45x45
s.sol	58,06	18,99	6,25	83,30	989,97	27,7	133,24	1123,21	748,81	45x45

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)**

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

Min (b, h) ≥ h_e/20 → 30 ≥ 400/20=20 cm Condition vérifiée.

Pour le sous sol :

Min (b, h) = 45 ≥ h_e/20 = 400 /20 = 20cm Condition vérifiée.

Pour l'étage courant et RDC :

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

1/4 < b/h < 4.....Condition vérifiée.

- **Vérification des poteaux au flambement**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($(I/B)^{1/2}$)

B: Section transversale du Poteau ($B = h \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1- Poteaux du sous sol

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 400}{45} = 21,55$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée.

2- Poteaux RDC et étages 01

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{45} = 16,49$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée.

3- Poteaux des étages 02, 03, 04

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{40} = 18,55$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée.

4- Poteaux des étages 05, 06, 07

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21,20$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée.

5- Poteaux des étages 08, 09, 10

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \times L_f = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée.

III Calcul des éléments de la structure

III-1 Calcul de l'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur.

III-1.1 Schéma statique de l'Acrotère

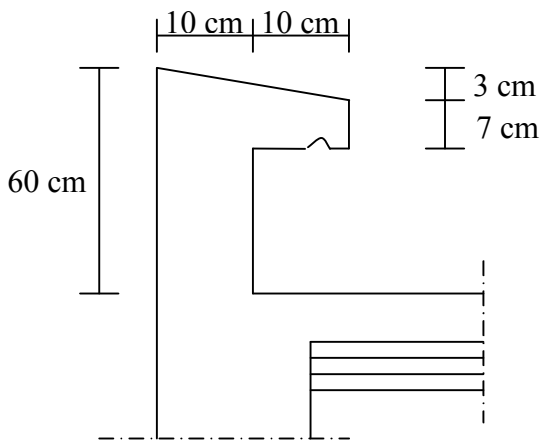


Fig III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

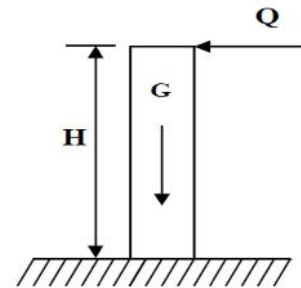


Fig III.1.2 : schémas statique.

III-1.2 Détermination des sollicitations

III-1.2.1 Inventaire des charges

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = \left[(0,50 \times 0,10) + (0,07 \times 0,20) + \left(0,03 \times \frac{0,20}{2} \right) \right] \times 25 \times 1.$$

G = 1,675 KN/ml.

- **Surcharge d'exploitation :** $Q_{acr} = 1KN$

III-1.2.1 Les efforts internes

a) Effort normal dû au poids propre « G »

$$N_G = G \times 1\text{m} = 1,675 \text{ KN.}$$

b) Effort normal dû à la main courante « Q »

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

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

$$M_G = 0 \text{ kg.m}$$

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

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

e) Effort tranchant dû au poids propre « G »

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

f) Effort tranchant dû à la main courante « Q »

$$T_Q = Q \times 1\text{m} = 1,00 \text{ KN.}$$

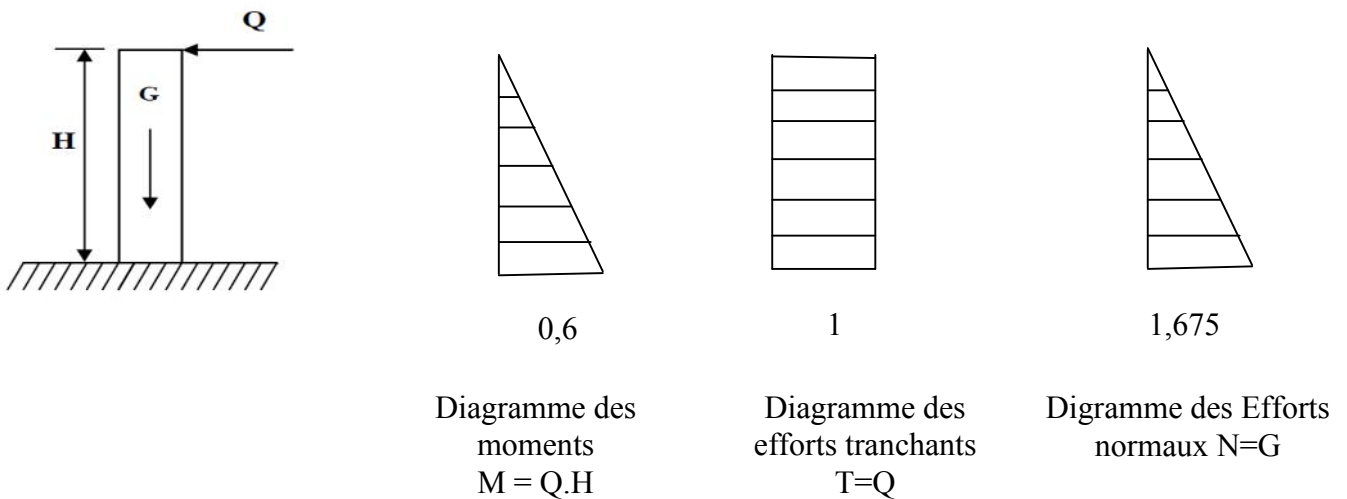


Fig III.1.3 : Diagrammes des efforts internes.

III-1.3 Combinaisons des efforts : (art A.3.2.2, BAEL)**III-1.3.1 A l'état limite ultime****- Effort normal**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1,675 + 0 = 2,261 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6 + 0 = 0,9 \text{ KN m.}$$

III-1.3.2 A l'état limite de service**- Effort normal :**

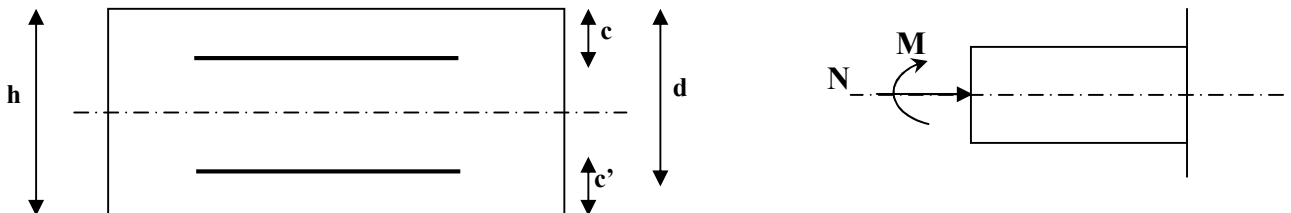
$$N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 1,675 + 0 = 1,675 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$M_s = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN m.}$$

III-1.5 Ferrailage**III-1.5.1 Calcul a l'ELU**

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h – c : Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III-1.5.1.1 Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,39\text{m} \quad 40\text{cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \quad \longrightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

III-1.5.1.2 Calcul en flexion simple

Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,945\text{KN.m}$$

Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \quad \longrightarrow \beta = 0,993$$

Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,945 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39\text{cm}^2.$$

III-1.5.1.3 Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2.$$

III-1.5.1.4 Vérification à l'ELU

- **Armature principale :**

- Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,845\text{cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2.$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

- **Armatures de répartition**

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

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15\text{cm}$.

b) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 1 = 12,56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,19\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit : (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III-1.5.1.5 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 7} = 0,449 \longrightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,898) = 0,306$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,898 \times 7 \times 3,14} = 30,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,029 \times 30,40 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 30,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-1.5.1.6 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-1.5.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : Coefficient de zone. (Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003] il est pris égale à 0,8 .

W_p : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml.}$$

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

III-2 Calcul des planchers

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier.

III-2.1 Détermination des dimensions de la section en T

Hauteur de la section..... $h = 16+4 = 20$ cm.

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4$ cm.

L'enrobage $c = 2$ cm.

La hauteur utile $d = 17$ cm.

b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_1 = 320 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}, \frac{320}{10}, 8 \times 4\right)$$

$$b_1 = \min(26,5 ; 3,2 ; 32) \longrightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

b : largeur de la table de compression.

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

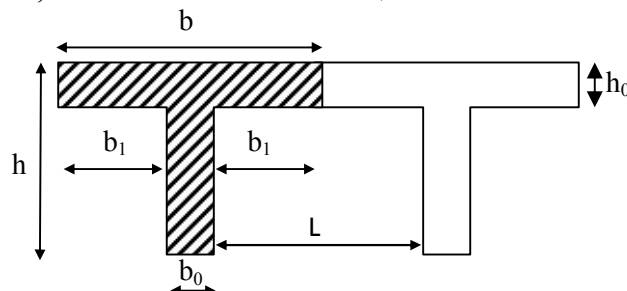


Fig III.2.1 : schéma d'une section en T.

III-2.2 Ferrailage de la dalle de compression

[Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4cm, et armée d'un treillis soudé (TS 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures // aux poutrelles.

III-2.3 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec L : entre axes des poutrelles.

f_e : la nuance de treillis soude.

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

On adoptera pour une section de TS5 /ml = 0,98 cm² ml

III-2.4 Armatures parallèles aux poutrelles

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

On adoptera pour une section de TS5 /ml = 0,98 cm² ml

On optera pour un treillis soudé TLE 520(5x200x5x200)

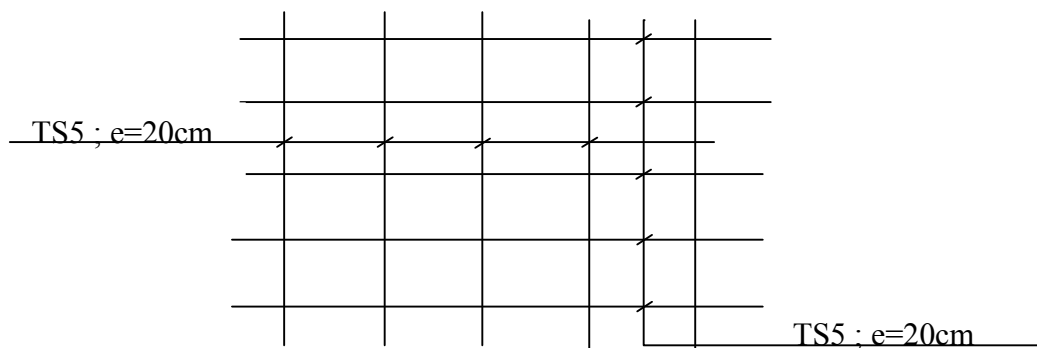


Fig III.2.2 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III-2.5 Calcul de la poutrelle

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

III-2.5.1 Avant coulage de la dalle de compression

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

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

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

-le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

a) combinaison des charges

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

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ kN/ml} \longrightarrow q_u = 2,50 \text{ kN/ml}$$

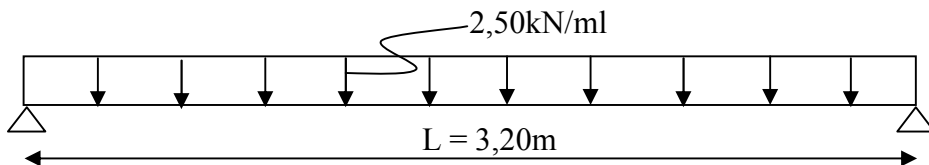


Fig III.2.3 : Schéma statique de la poutrelle.

b) Calcul des efforts internes max

- **Moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,20^2}{8} = 3,2 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,50 \times 3,20}{2} = 4,00 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures**

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

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

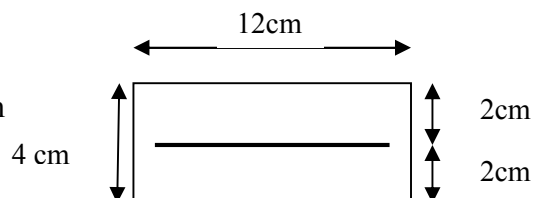


Fig III.2.4 : surface revenant aux poutrelles.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,20}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 4,695$$

$\mu = 4,695 > \mu_r = 0,392 \longrightarrow$ section est doublement armée (SDA).

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges aux quelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190 cm).

III-2.5.2 Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire de celle-ci, travaille comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis calcul à l'ELU, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406$ KN/ml.
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml.

La combinaison de charge :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,06$ KN/ml.

- ELS : $q_s = G + Q = 4,381$ KN/ml.

III-2.6 Choix de la méthode de calcul

a) vérification des conditions de la méthode forfaitaire

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies [Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

Hypothèse 01 : $q \leq (2G ; 5KN)$.

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

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

Hypothèse 04 : La fissuration est non préjudiciable.

- **Vérification**
- **Surcharge d'exploitation du plancher**

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 3,406 \text{ KN/ml.}$$

$Q = 0,975 \leq \max(6,812 ; 5)$ (Hypothèse 01 vérifiée).

L'épaisseur est la même pour les différentes travées (Hypothèse 02 vérifiée).

Le rapport $(L_{2-3}/L_{1-2}) = 4,00/3,20 = 1,25$ (Hypothèse 03 vérifiée).

Les conditions étant toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est donc applicable.

b) Principe 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 mêmes charges que la travée considérée.

c) Exposé de la méthode

- 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 $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L 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, M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{ 1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rives semi encastés.

d) Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α

$$1 \quad \alpha \quad \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,614} = 0,21$$

$$1 \quad 0,21 \quad \frac{2}{3}$$

Condition vérifié.

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,21	1,06	0,53	0,63

Tableau III.2.1: Rapport de charges.

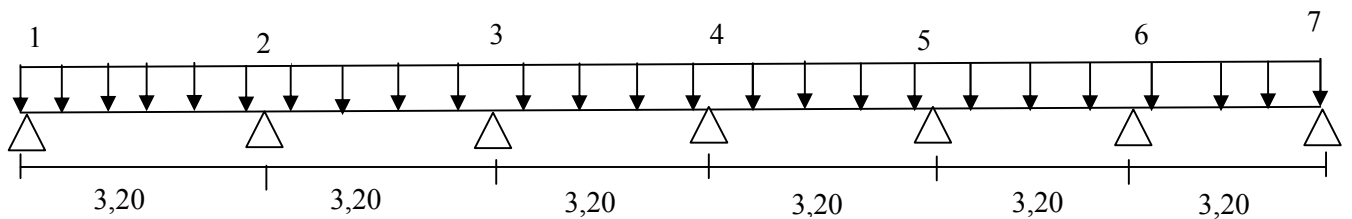
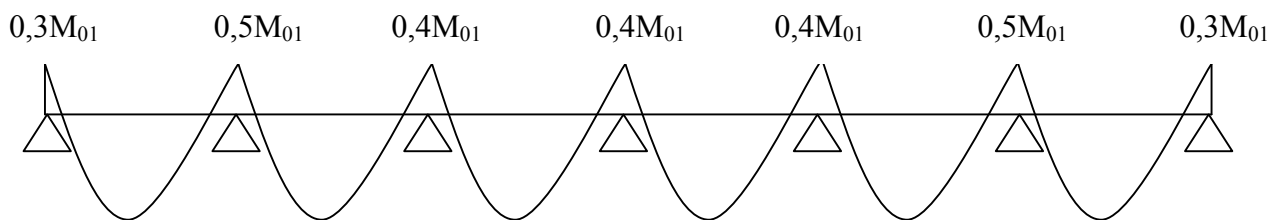


Fig III.2.5 : Schéma statique.

• Calcul à L'ELU

$$M_{01} = 6,06 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 7,76 \text{KN.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = M_{07}$$



$$M_1 = M_7 = 0,3 M_{01} = 2,33 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0,5 M_{01} = 3,88 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = 0,4 M_{01} = 3,10 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e - q_u L}{L} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	2,33	3,88	3,10	3,10	3,10	3,88
M_e	3,88	3,10	3,10	3,10	3,88	2,33
T_w	-10,18	-9,45	-9,70	-9,70	-9,94	-9,19
T_e	9,21	9,85	9,69	9,69	9,45	10,20

Tableau III.2.2: Moment et efforts tranchants dans les différentes travées.

Calcul des moments en travées

Les valeurs prises pour **M_t**, **M_w**, **M_e** doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]$$

$$M_t \geq [(1,2+0,3\alpha)/2] M_0$$

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \quad \longrightarrow \quad M_t \geq 1,06 \times 7,76 - (2,33+3,88)/2 = 5,12\text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,63M_0 \quad \longrightarrow \quad M_t = 0,63 \times 7,76 = 4,89\text{KN.m}$$

$$M_t = 5,12 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]$$

$$M_t \geq [(1+0,3\alpha)/2] M_0$$

• **Travées 2-3 et 5-6 :**

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \quad \longrightarrow \quad M_t \geq 1,06 \times 7,76 - (3,88+3,10)/2 = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,53M_0 \quad \longrightarrow \quad M_t \geq 0,53 \times 7,76 = 4,11 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 4,74 \text{ KN.m}$$

- Travées 3-4 et 4-5 :

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \longrightarrow M_t \geq 1,06 \times 7,76 - (3,10 + 3,10)/2 = 5,13 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 0,53M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,53 \times 7,76 = 4,11 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,13 \text{ KN.m}$$

Travée	L(m)	E.L.U					
		M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
1-2	3,20	7,76	5,12	2,33	3,88	-10,18	9,21
2-3	3,20	7,76	4,74	3,88	3,10	-9,45	9,85
3-4	3,20	7,76	5,13	3,10	3,10	-9,70	9,69
4-5	3,20	7,76	5,13	3,10	3,10	-9,70	9,69
5-6	3,20	7,76	4,74	3,10	3,88	-9,94	9,45
6-7	3,20	7,76	5,12	3,88	2,33	-9,19	10,20

Tableau III.2.3 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Les diagrammes des moments et efforts tranchants calculés à l'ELU

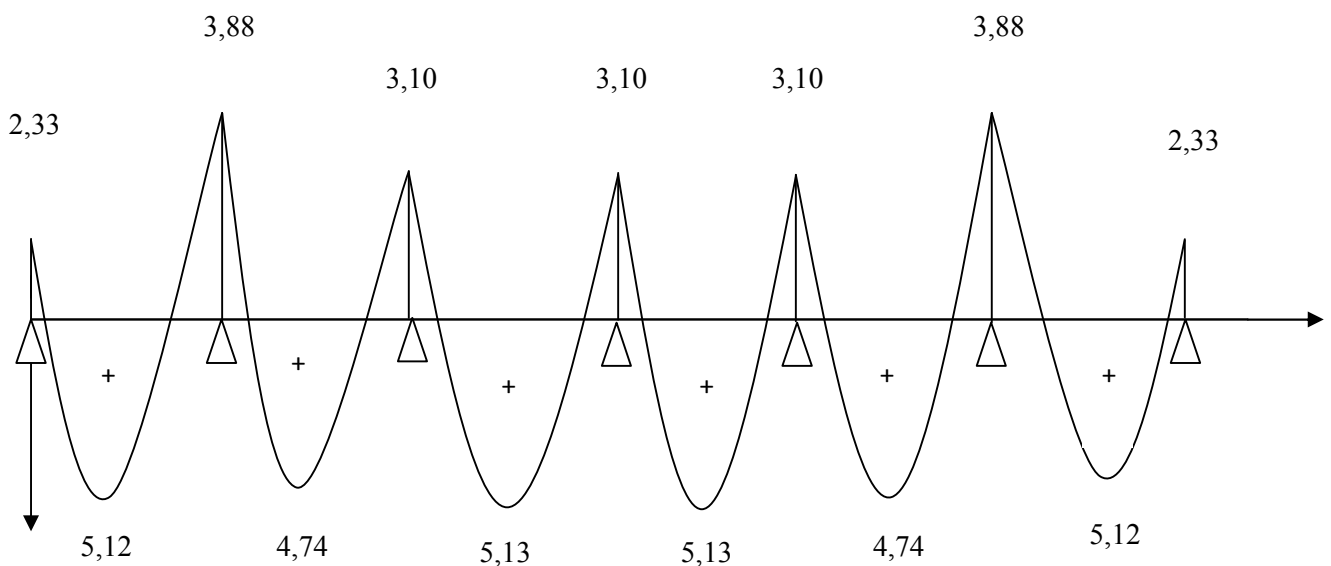


Fig III.2.6: diagramme des moments.

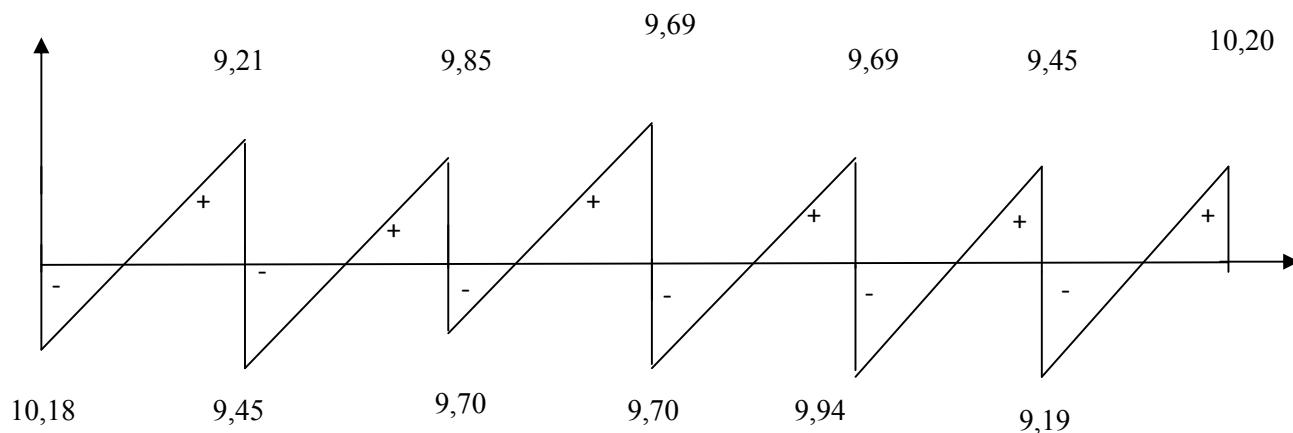
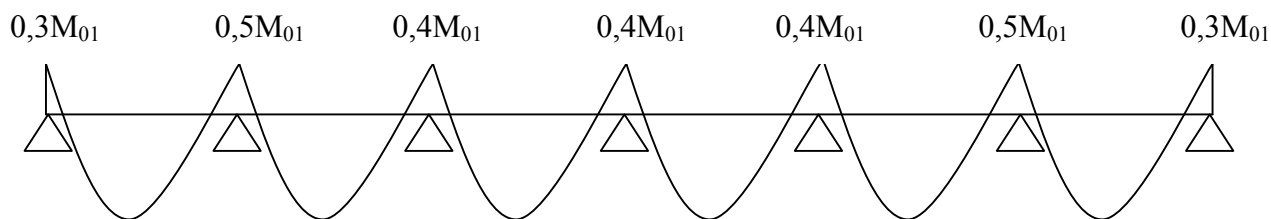


Fig III.2.7: diagramme des efforts tranchants.

• Calcul à l'ELS

$$M_{01} = 4,381 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 5,61 \text{KN.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06} = M_{07}$$



$$M_1 = M_7 = 0, 3 M_{01} = 1,69 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0, 5 M_{01} = 2,81 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = 0, 4 M_{01} = 2,24 \text{KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	1,69	2,81	2,24	2,24	2,24	2,81
M_e	2,81	2,24	2,24	2,24	2,81	1,69
T_w	-7,36	-6,83	-7,01	-7,01	-7,18	-6,66
T_e	6,66	7,18	7,01	7,01	6,83	7,36

Tableau III.2.4: Moment et efforts tranchants dans les différentes travées.

Calcul des moments en travées

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

▪ **Travée de rive**

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]$$

$$M_t \geq [(1,2+0,3\alpha)/2] M_0$$

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \longrightarrow M_t \geq 1,06 \times 5,61 - (1,69+2,81)/2 = 3,70\text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,63M_0 \longrightarrow M_t = 0,63 \times 5,61 = 3,53\text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_t = 3,70KN.m}$$

▪ **Travée intermédiaire**

$$M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]$$

$$M_t \geq [(1+0,3\alpha)/2] M_0$$

- **Travées 2-3 et 5-6**

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \longrightarrow M_t \geq 1,06 \times 5,61 - (2,81+2,24)/2 = 3,42\text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,53M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,53 \times 5,61 = 2,30\text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_t = 3,42KN.m}$$

- **Travées 3-4 et 4-5**

$$M_t \geq 1,06M_0 - (M_w + M_e)/2 \longrightarrow M_t \geq 1,06 \times 5,61 - (2,24+2,24)/2 = 3,71\text{KN.m}$$

$$M_t \geq 0,53M_0 \longrightarrow M_t \geq 0,53 \times 5,61 = 2,30 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_t = 3,71KN.m}$$

Travée	L(m)	E.L.S					
		M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	3,20	5,61	3,70	1,69	2,81	-7,36	6,66
2-3	3,20	5,61	3,42	2,81	2,24	-6,83	7,18
3-4	3,20	5,61	3,71	2,24	2,24	-7,01	7,01
4-5	3,20	5,61	3,71	2,24	2,24	-7,01	7,01
5-6	3,20	5,61	3,42	2,24	2,81	-7,18	7,18
6-7	3,20	5,61	3,70	2,81	1,69	-6,66	7,36

Tableau III.2.5 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus.

Les diagrammes des moments et efforts tranchants calculés à l'ELS

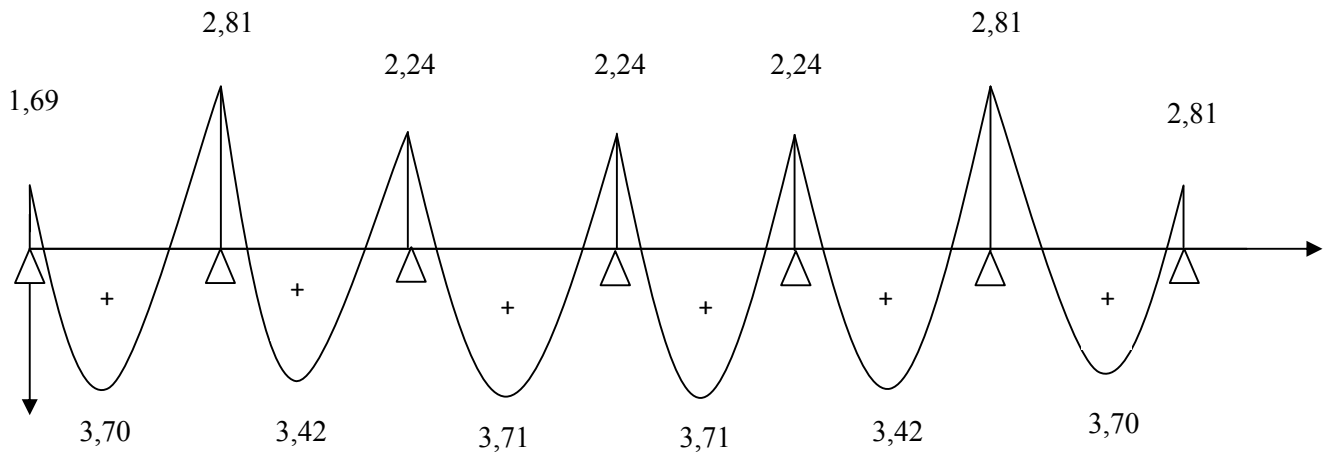


Fig III.2.8: diagramme des moments.

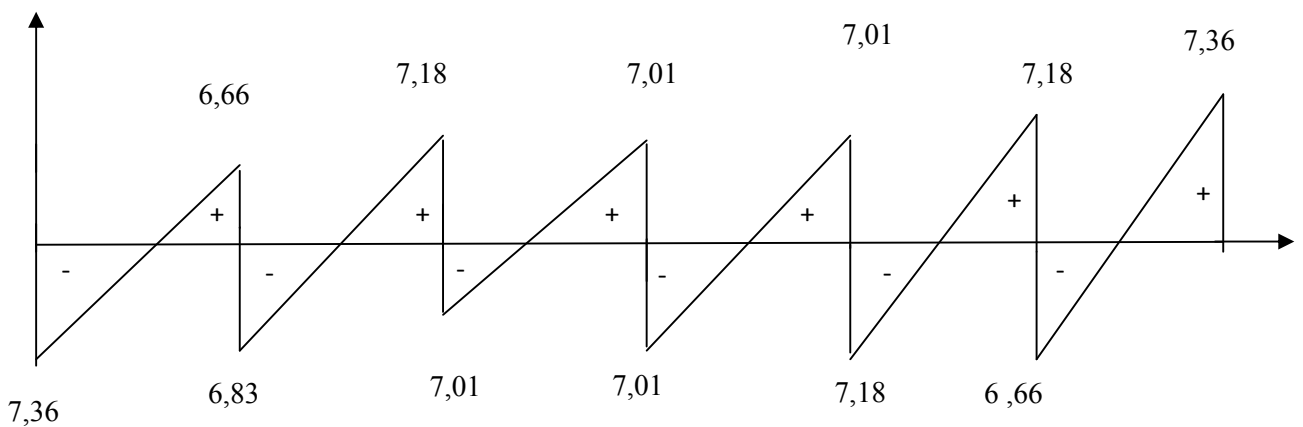


Fig III.2.9: diagramme des efforts tranchants.

III-2.7 Calcul des armatures

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

III-2.7.1 Ferrailage a l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travées

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

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

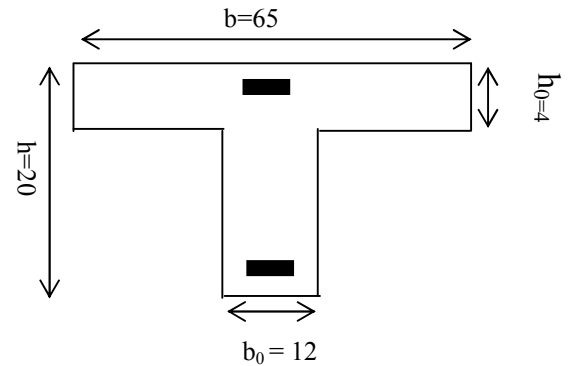
$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

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

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

On a :

- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.



- **Armatures en travée**

$$M_t^{\max} = 5,13 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59,07 \text{ KN.m} > M_t = 5,13 \text{ KN.m} \longrightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table décompression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (65x20)

$$\mu = M_t / b d^2 f_{bc} = 5,13 \cdot 10^3 / 65 \times 18^2 \times 14,2 = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Donc la section est simplement armée.}$$

Du tableau on tire : $\beta = 0,992$

D'où la section d'armatures sera donnée par : $A_s = M_t / \beta d \sigma_{st}$

$$A_s = 5,13 \cdot 10^3 / 0,992 \times 18 \times 348 = 0,826 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 1HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Armature aux appuis**

$$M_A \text{ max} = 5,12 \text{ KN.m}$$

Au niveau des appuis, les ailes de la table sont tendues, et comme le béton n'intervient pas dans le calcul de résistance on étudiera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = 5,12 \cdot 10^3 / 12 \times 18^2 \times 14,2 = 0,092 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,952$$

$$A_s = 5,12 \cdot 10^3 / 0,952 \times 18 \times 348 = 0,859 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité

• En travées

On doit vérifier que :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2 < A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2 < A = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre des armatures transversales

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; \varnothing_1 ; b_0/10)$$

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_1 : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\text{Donc : } h/35 = 20/35 = 0,57 \text{ cm}$$

$$\varnothing_1 = 1 \text{ cm}$$

$$b_0/10 = 12/10 = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } \varnothing_t = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

$$\text{Soit un étrier : } 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des espacements s_t

L'espacement S_t se calcule selon les conditions suivantes :

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

$$\text{Avec : } A_t f_e / b_0 S_t \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{On aura : } S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t f_e / b_0 S_t = 1 \times 400 / 12 \times 15 = 2,22 > 0,4. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 10,20 \text{KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{10,20 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,47 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans ce cas les armatures transversales ne sont pas indispensables, mais elles serviront d'armatures de montage ou de répartition.

e) Vérification de la contrainte de cisaillement

- **Au niveau de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{10,20 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 20} = 0,21 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 10,20 \times 10^3}{120 \times 162} = 1,05 \text{MPa} < 13,33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton

- **Appuis de rives :**

$$\text{Il faut que : } V_u \leq \bar{V}_u = 0,267b_0 \times 0,9d f_{c28} = 129,762 \text{KN}$$

$$V_u = 10,20 \text{KN} < 129,762 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_u = 9,85 < 129,762 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{10,20 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 3 \times 10} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

h) Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi x f_c}{4 x \tau_{sc}} = \frac{1,2 x 400}{4 x 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 x 42,32 = 16,93 \text{ cm.}$$

Donc on prend $L_a = 20 \text{ cm.}$

❖ Vérification à l'ELS**a) Etat limite de résistance de béton en compression**

La contrainte de compression dans le béton : $\bar{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot K$

• En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,856$$

$$K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{3,71 \times 10^{-3}}{0,891 \times 0,18 \times 2,35 \cdot 10^{-4}} = 98,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{98,43}{19,72} = 4,99\text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,99 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est $A_s = 2HA10 = 1,57\text{cm}^2$

$$M_a = 2,81\text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0,876$$

$$K_1 = 25,32$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,81 \times 10^{-3}}{0,876 \times 0,18 \times 1,57 \cdot 10^{-4}} = 113,51\text{MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{113,51}{25,32} = 4,48\text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,48 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes

b) Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- Avec: **h** : hauteur total (20cm)
L : portée entre nus d'appuis (L=3,20 m)
M_t : moment max en travée (M_t = 3,71KN.m)
M₀ : moment max de la travée isostatique
A : section des armatures.
b : largeur de la section.
d : hauteur utile de la section droite.

1) $\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,063 > \frac{1}{16} = 0,062$ condition vérifié.

2) $\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,063 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{3,71}{10 \times 5,61} = 0,066$ condition non vérifié.

3) $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01$ $\frac{4,2}{400} = 0,010$ condition vérifié.

La 2^{eme} condition n'est pas vérifiée, alors on doit procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f̄: La flèche admissible.

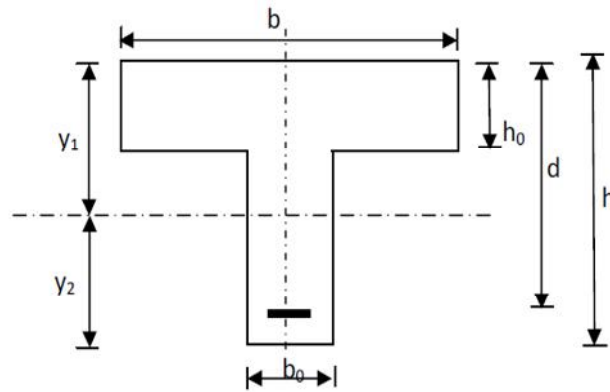
E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87$$

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

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

I₀ : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

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

$$S_x = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,09^3 + 12,91^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 2,35(12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 25495,78 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \quad \beta = 0,982$$

- $\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,01} = 1,64$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 113,51 + 2,1} = 0,55$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 25495,78}{1 + (0,55 \times 1,64)} = 14745,19$$

$$f = \frac{M_{tAB} I^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3,71 \times (2,24)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 14745,19} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f = 0,10 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3 Calcul des balcons

Le balcon se calcule comme un consol encastree au niveau de la poutre de rive du plancher soumise a une charge horizontale **Q** due à la main courante qui engendre un moment **MQ** dans la section d'encastrement. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

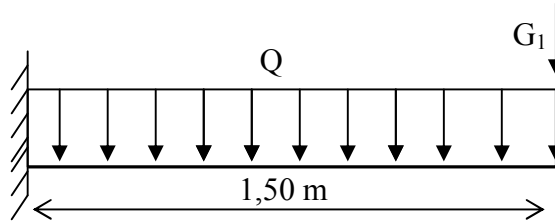


Fig III.3.1 Schéma Statique.

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10cm.

III-3.1.1 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{1,50}{10} = 0,15 = 15\text{cm.} \quad \text{Soit : } e_p=15\text{cm.}$$

III-3.1.2 Détermination des charges et surcharges

• **Charges permanentes**

- Poids de la dalle pleine : $G = 25 \times 0,15 \longrightarrow G= 3,75 \text{ KN/m}^2$.

- Revêtements :

(Carrelage, mortier de pose, mortier de ciment et couche de sable) = $1,90 \text{ KN/ m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 5,65 \text{ KN/ m}^2$$

- Charges revenant aux garde corps : $G_1 = 1,62 \text{ KN / ml.}$

• **Surcharge d'exploitation**

- La surcharge d'exploitation des balcons : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

- Surcharges revenant aux garde corps : $Q_1 = 1 \text{ KN / ml.}$

III-3.1.3 Ferrailage

➤ **L'ELU**

a) Combinaison des charges

- Dalle pleine :

$$q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 3,5 = 12,88 \text{ KN/ ml.}$$

- Garde corps :

$$G_1 = 1,35 \times 1,62 = 2,19 \text{ KN/ m}^2.$$

b) Calcul de moment fléchissant

Le moment provoquer par la charge q_u est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{12,88 \times 1,50^2}{2} = -14,49 \text{ KN m.}$$

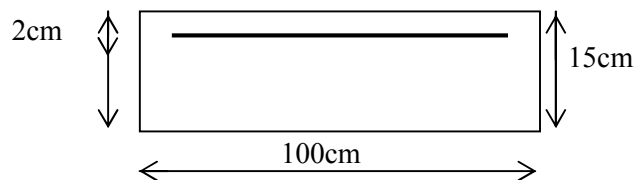
Le moment provoquer par la surcharge F est :

$$M_F = -G_1 \times 1,50 = -2,19 \times 1,50 = -3,29 \text{ KN m.}$$

Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{G1} = -14,49 - 3,29 = -17,78 \text{ KN m.}$$

c) Armatures principales



$$e_u = \frac{h_c}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,78 \times 10^3}{0,962 \times 13 \times 348} = 4,09 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4HA12 = 4,52 cm² Avec : St = 25cm

d) Armature de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 4HA8} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec : S_t = 25 cm

❖ Vérifications

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la condition de l'adhérence des barres

$$V_u = q_u l + G_1 = 12,88 \times 1,50 + 1,62 = 20,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 3,14 \times 4 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,94 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,07} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{20,94 \times 10}{100 \times 13} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'écartement des barres**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 3 \text{ cm}$. → Condition vérifiée

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. → Condition vérifiée

➤ **L'ELS**

a) Combinaison des charges

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5,65 + 3,5 = 9,15 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s1} = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62 \text{ KN/m}^2.$$

b) Calcul de moment fléchissant

$$M_s = -\left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L\right) = -\left(\frac{9,15 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5\right) = -12,72 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,053 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,753$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,72 \times 10^3}{0,753 \times 13 \times 348} = 3,73 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

❖ **Vérifications**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K_1 = 39,35 \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{12,72 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 238,41$$

$$\sigma_s = 238,41 > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{238,41}{39,35} = 6,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,06 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{150} = 0,1 \quad \frac{1}{16} = 0,063$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \quad \frac{13,03}{10 \times 13,03} = 0,1$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 \quad \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Condition vérifiée.

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

III-4 Les escalier

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment. Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers, et des escaliers à deux volées.

III-4.1 Escalier étage courant

III-4.1.1 Terminologie

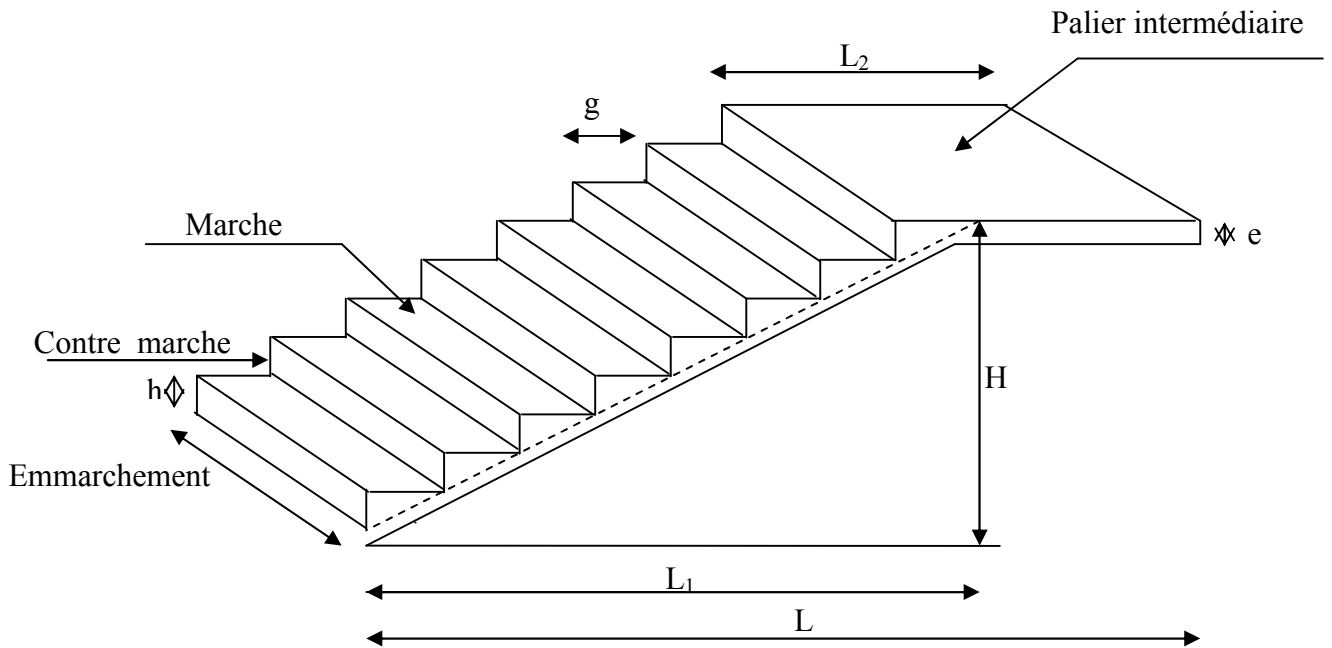


Fig III.4.1: schéma de l'escalier.

Notations utilisées :

- g : Largeur des marches ;
- h : Hauteur des contre marches ;
- H : Hauteur de la volée ;
- L_1 : Longueur de la paillasse projetée ;
- L_2 : Largeur du palier ;
- e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III.4.1.2 Calcul de l'escalier de l'étage courant

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

a) Schéma statique

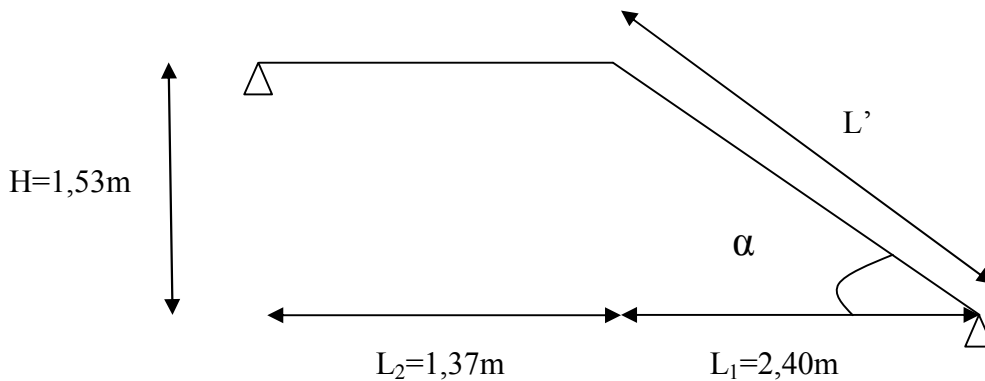


Fig III.4.2: Coupe verticale de la volée.

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL cité ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

b) Hauteur de la contre marche

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \longrightarrow \text{On prend : } h = 17\text{cm}$$

D'après la loi de BLONDEL : $26\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$

$$\text{On prend : } g = 30\text{cm.}$$

c) Détermination du nombre de contre marches et de marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \longrightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

D'où le nombre de marches : $m = n - 1 = 8 \text{ marches.}$

• Vérification de la relation de BLONDEL

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

On remarque bien que : $59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm.} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

d) Détermination de l'épaisseur de la pailleuse : D'après le BAEL91, modifiée 99)

Le palier et la pailleuse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis ; $L = L' + L_2$.

Calcul de α :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29,55^\circ.$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} = 0,87 \quad \longrightarrow \quad L' = 275,86 \text{ cm.}$$

$$L = 275,86 + 137 = 412,86 \text{ cm.}$$

Donc:

$$412,86/30 \leq e_p \leq 412,86/20 \quad \longrightarrow \quad 13,762 \leq e_p \leq 20,643$$

On opte pour une pailleuse d'épaisseur : **$e_p = 17 \text{ cm}$** .

III-4.1.3 Détermination des charges et surcharge

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

a) Charge permanente

- **Volée**

- Poids des marches : $\frac{1}{2} \times 1 \times 25 \times 0,17 = 2,125 \text{ Kn/ml}$.
- Poids de la pailleuse : $25 \cdot \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \cdot \frac{0,17}{\cos 29,55} = 4,88 \text{ Kn/ml}$.
- Poids des revêtements :
 - Carrelage : $20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN / ml}$.
 - Mortier : $20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN / ml}$.
 - Couche de sable : $18 \times 0,03 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ KN / ml}$.
 - Enduit : $20 \times 0,02 \times 1 \text{ m} = 0,40 \text{ KN / ml}$
 - Poids du garde corps : $0,2 \text{ KN / ml}$.

$$\text{Total : } \mathbf{G_v = 8,945 \text{ KN.}}$$

• **Palier**

- Poids propre du palier : $25 \times e = 25 \times 0,17 \times 1\text{m} = 4,25 \text{ KN / ml}$.
- Poids des revêtements :
 - Carrelage : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ KN / ml}$.
 - Mortier : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ KN / ml}$.
 - Couche de sable : $18 \times 0,03 \times 1\text{m} = 0,54 \text{ KN/ml}$.
 - Enduit: $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ KN / ml}$.

Total: $G_{pl} = 5,99 \text{ KN / ml}$.

b) Surcharge d'exploitation

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

III-4.1.4 Combinaison des charges

- **ELU:** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - Palier : $q_u = (1,35 \times 5,99 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,84 \text{ KN / ml}$.
 - Volée : $q_u = (1,35 \times 8,945 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,83 \text{ KN / ml}$.
- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - Palier : $q_s = (5,99 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,49 \text{ KN / ml}$.
 - Volée : $q_s = (8,945 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,45 \text{ KN / ml}$.

III-4.1.5 Calcul à l'ELU

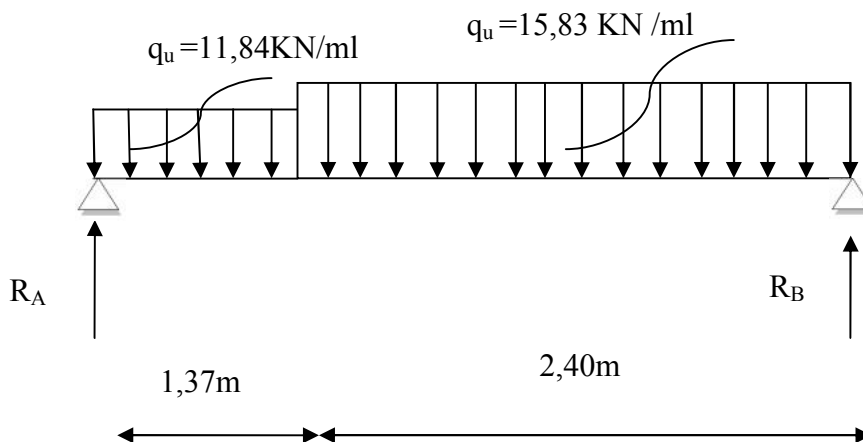


Fig III.4.3 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• Réactions d'appuis

$$\begin{aligned} \text{➤ } \Sigma FV = 0 & \longrightarrow R_A + R_B = 11,84 \times 1,37 + 15,83 \times 2,4 \\ & R_A + R_B = 54,21 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \Sigma M/B = 0 \longrightarrow -(11,84 \times 1,37 \times 3,085) - (15,83 \times 2,4 \times 1,2) + R_A \times 3,77$$

$$R_A = \frac{+(11,84 \times 1,37 \times 3,085) + (15,83 \times 2,4 \times 1,2)}{3,77} = 25,37$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 25,37 \text{ KN.} \\ R_B = 28,84 \text{ KN.} \end{cases}$$

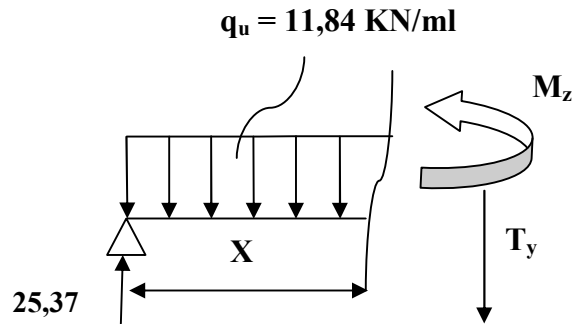
• Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1,37 \text{ m}$

$$T_y = -11,84x + 25,37$$

$$M_z = \frac{(-11,84x^2)}{2} + 25,37x$$

$$M_z = -5,92x^2 + 25,37x$$



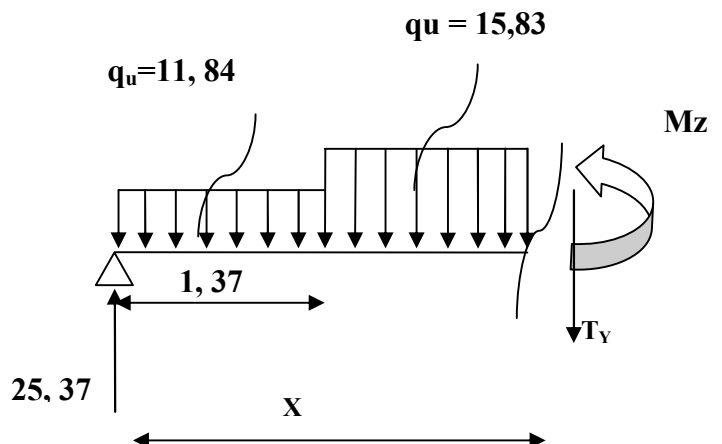
- Tronçon : $1,37 \leq x \leq 3,77 \text{ m}$

$$T_y = +25,37 - (11,84 \times 1,37) - 15,83(x - 1,37)$$

$$T_y = -15,83x + 30,84$$

$$M_z = +25,37x - [11,84 \times 1,37 \times (x - 0,685)] - \frac{15,83(x-1,37)^2}{2}$$

$$M_z = -7,92x^2 + 30,84x - 3,75$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,37	- 11,84 x + 25,37	-5,92 x ² + 25,37 x	0	25,37	0
			1,37	9,15	23,64
1,37 ≤ x ≤ 3,77	- 15,83 x + 30,84	- 7,92 x ² + 30,84 x - 3,75	1,37	9,15	23,64
			3,77	-28,85	0

Tableau III.4.1 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \longrightarrow -15,83 x + 30,84 = 0 \longrightarrow x = 1,95 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = M(1,95) = 26,27 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M _a)	(-0,3) x 26,27	-7,88
Moment en travée (M _t)	(0,85) x 26,27	22,33

Tableau III.4.2: Les moments corrigés à l'ELU.

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ travée} = 22,33 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ appui} = -7,88 \text{ KN.m} \\ M_b \text{ appui} = -7,88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU

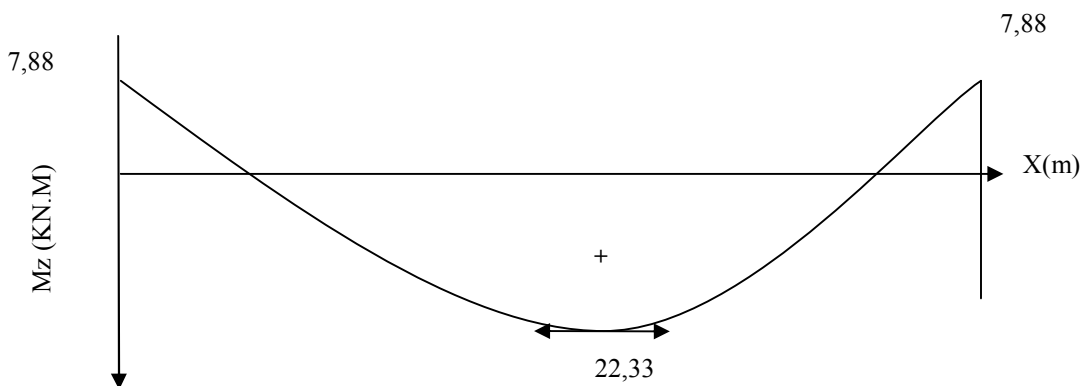
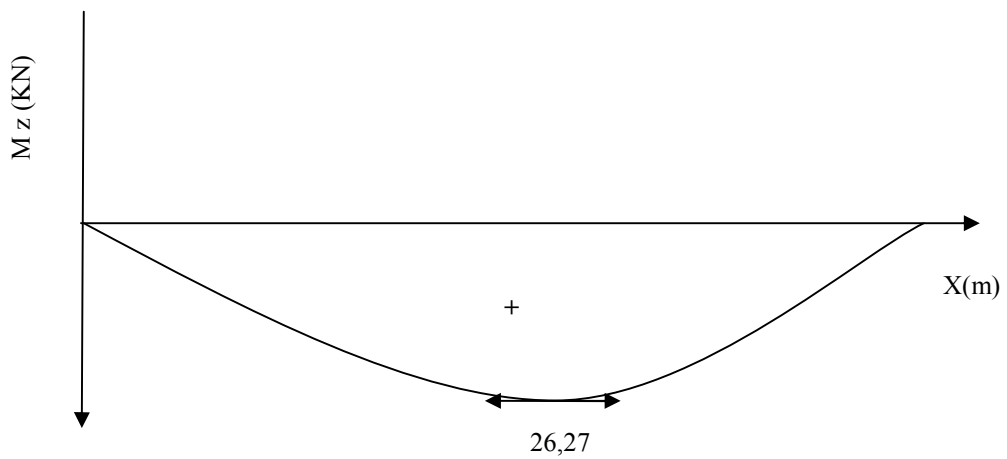
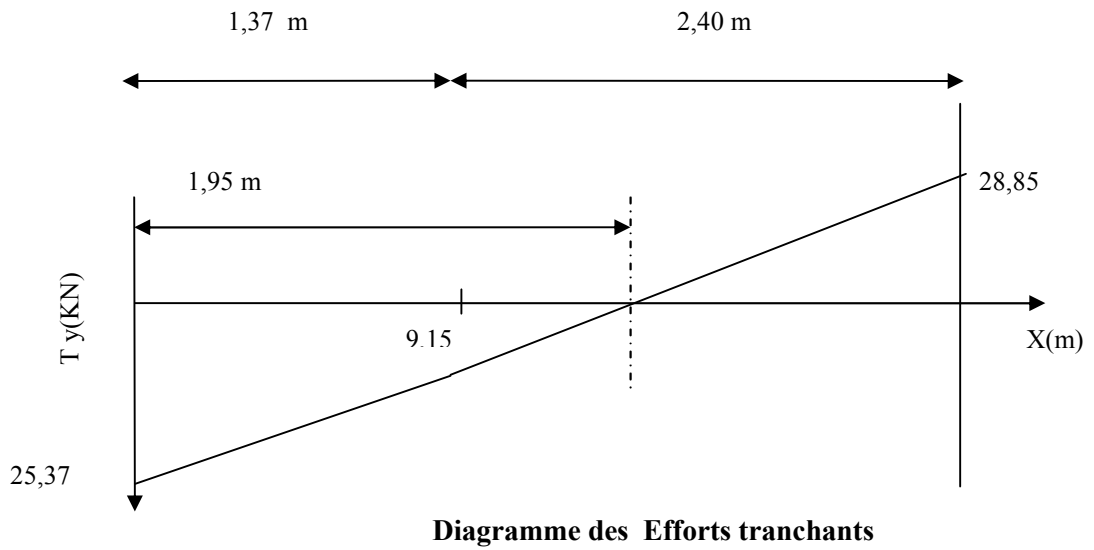
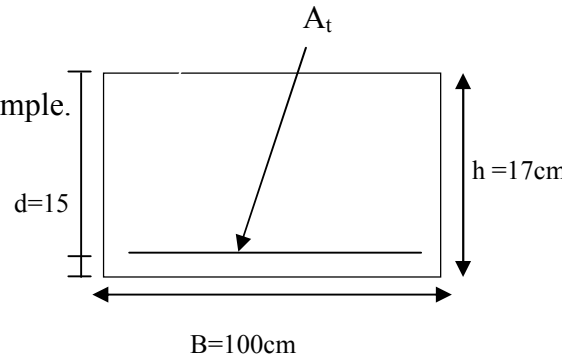


Fig III.4.4 : Diagramme des sollicitations à L'ELU.

III-4.1.6 Ferrailage à l'ELU

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 17 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm}.$



• **Armatures aux appuis**

- **Armatures principales**

$M_a = - 7,88 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7,88 \cdot 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} = 0,025$$

$\mu_b = 0,025 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

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

$\mu_b = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,987$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_a = \frac{7,88 \times 10^2}{0,987 \times 15 \times 34,8} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures en travée**

- **Armatures principales**

$$M_T = 22,33 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{22,33 \cdot 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} = 0,07$$

$$\mu_b = 0,07 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

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

$$\mu_b = 0,07 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{22,33 \times 10^2}{0,964 \times 15 \times 34,8} = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-4.1.7 Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres• **Armatures principales**

$$S_{\text{tmax}} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures répartitions**

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

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

$$b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b d}$$

Avec : V_{max} : effort tranchant.

$$V_{\text{max}} = 28,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,85 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,192 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,192 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)• **Influence sur le béton**

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

Avec :

$$V_{\text{max}} = 28,85 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$V_{\text{max}} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1 = 900 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 28,85 \text{ KN} \quad 900 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$\left(V_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) \frac{s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -7,88 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 28,85 \text{ KN}$$

$$\left(28,85 + \frac{-7,88}{0,9 \times 0,15} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,85 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

Avec : s Coefficient de scellement, $s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

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

• **Aux appuis :** 5 HA 10

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28,85 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Travée:** 5 HA 12

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,7 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28,85 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,7} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$.

Soit : $L_s = 35,21 \text{ cm}$

Le BAEL limite $L_s = 40$ lorsque en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ donc $L_s = \times 40$.

III-4.1.8 Calculs à l'ELS

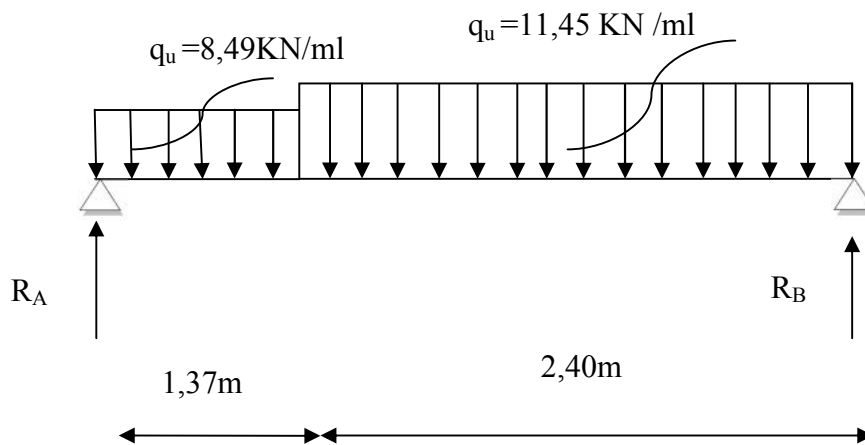


Fig III.4.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• Réactions d'appuis

➤ $\sum FV = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 8,49 \times 1,37 + 11,45 \times 2,4$

$R_A + R_B = 39,11$

➤ $\sum M/B = 0 \longrightarrow -(8,49 \times 1,37 \times 3,085) - (11,45 \times 2,4 \times 1,2) + R_A \times 3,77$

$$R_A = \frac{+(8,49 \times 1,37 \times 3,085) + (11,45 \times 2,4 \times 1,2)}{3,77} = 18,26$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 18,26 \text{ KN.} \\ R_B = 20,85 \text{ KN.} \end{cases}$$

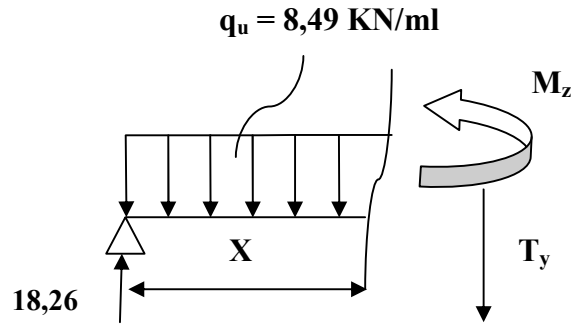
• **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 1,37$ m**

$$T_y = -8,49 x + 18,26$$

$$M_z = \frac{(-8,49 x^2)}{2} + 18,26 x$$

$$M_z = -4,245 x^2 + 18,26 x$$



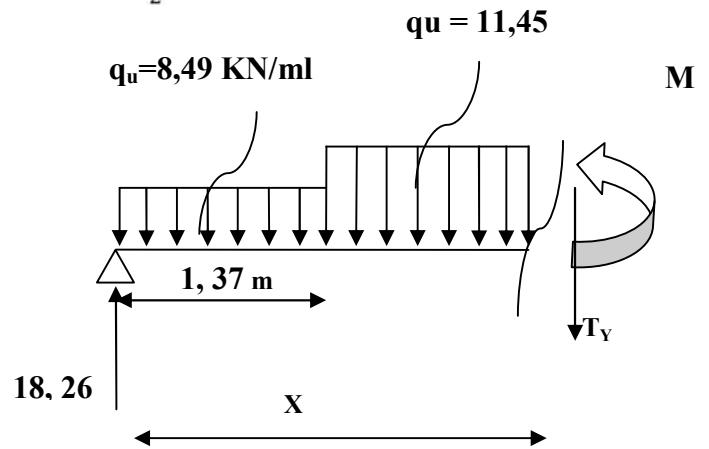
- **Tronçon : $1,37 \leq x \leq 3,77$ m**

$$T_y = +18,26 - (8,49 \times 1,37) - 11,45(x - 1,37)$$

$$T_y = -11,45 x + 22,32$$

$$M_z = +18,26 x - [8,49 \times 1,37 \times (x - 0,685)] - \frac{11,45(x-1,37)^2}{2}$$

$$M_z = -5,73 x^2 + 22,33 x - 2,79$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,37$	$-8,49 x + 18,26$	$-4,245 x^2 + 18,26 x$	0	18,26	0
			1,37	6,63	17,04
$1,37 \leq x \leq 3,77$	$-11,45 x + 22,32$	$-5,73 x^2 + 22,32 x - 2,79$	1,37	6,63	17,03
			3,77	-20,85	0

Tableau III.4.3 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \longrightarrow -11,45 x + 22,32 = 0 \longrightarrow x = 1,95 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = M(1,95) = 18,97 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M_a)	$(-0,3) \times 18,97$	-5,69
Moment en travée (M_t)	$(0,85) \times 18,97$	16,12

Tableau III.4.4: Les moments corrigés à l'ELS

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ travée} = 16,12 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ appui} = -5,69 \text{ KN.m} \\ M_b \text{ appui} = -5,69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Diagramme des sollicitations à L'ELS**

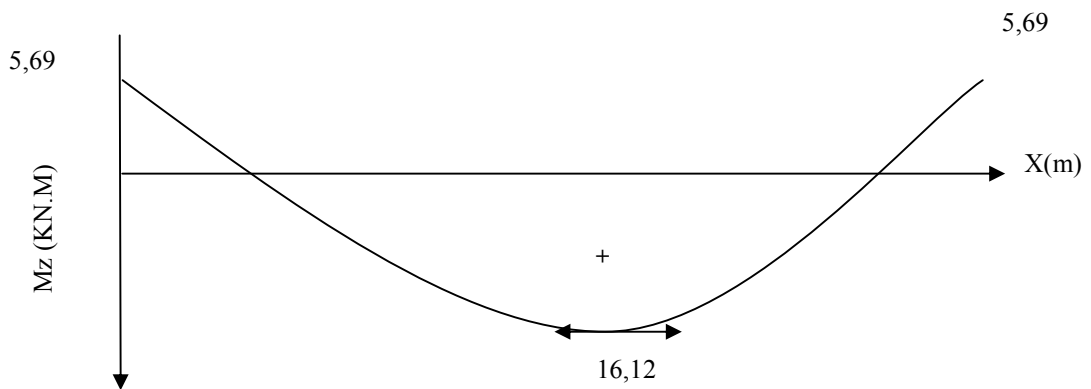
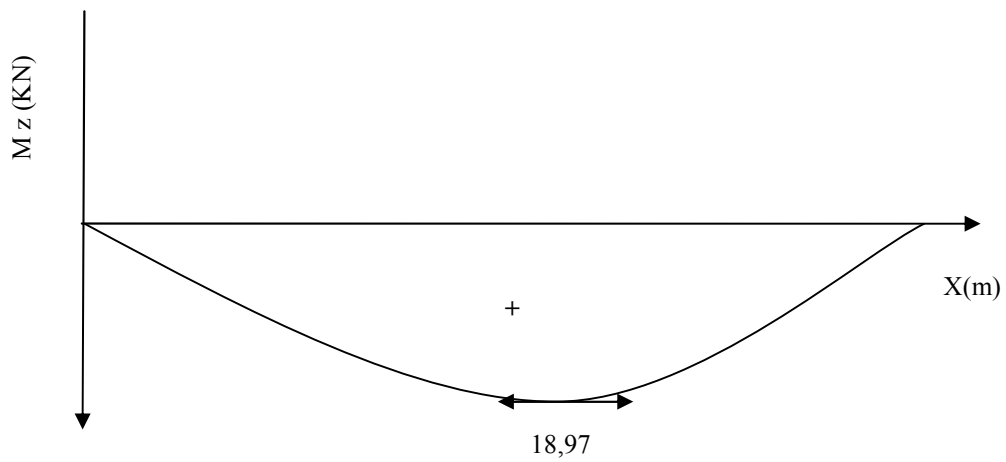
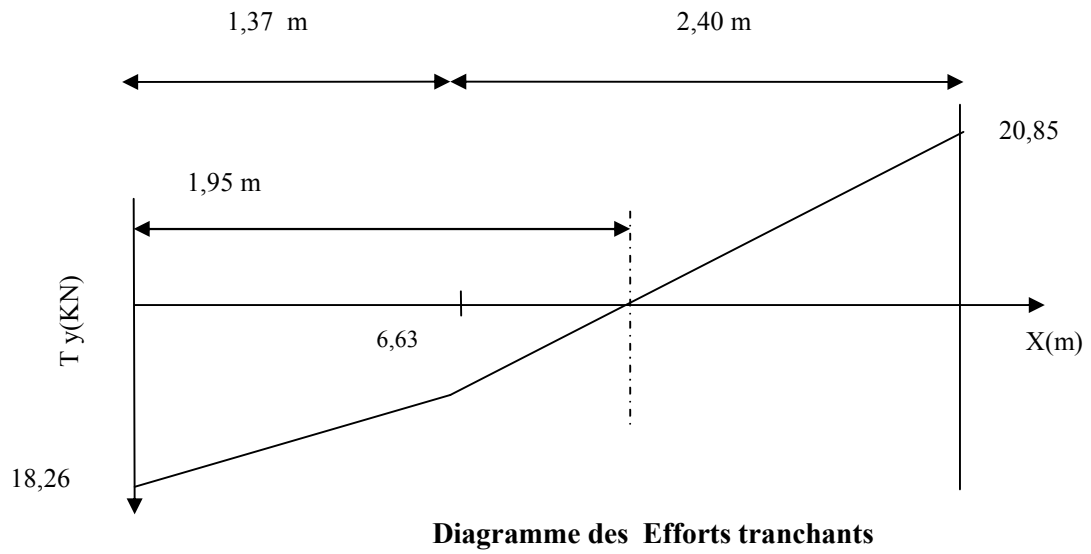


Fig III.4.6 : Diagramme des sollicitations à L'ELS.

III-4.1.9 Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3/BAEL91 modifiées 99)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91)**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

- **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -5,69 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$i_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,26$$

$$i_1 = 0,26 \quad i_1 = 0,919 \quad K_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,69 \times 10^3}{0,919 \times 15 \times 3,92} = 105,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{46,73} \times 105,29 = 2,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,25 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **En travée:**

Avec :

$$M_s = 16,12 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$i_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,38$$

$$i_1 = 0,38 \quad i_1 = 0,904 \quad K_1 = 37,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,12 \times 10^3}{0,904 \times 15 \times 5,65} = 210,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{37,08} \times 210,41 = 5,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,67 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

• **Etat limite de déformation (BAEL91/ART B.6.5.2)**

Les règles (Art B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \frac{1}{16} \frac{17}{377} = 0,045 \quad \frac{1}{16} = 0,0625$ condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_t}{bd} \frac{4,2}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

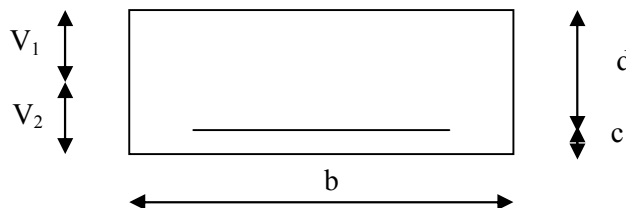


Fig III.4.7 : la section de la pailleasse.

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 15721,25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 17) + (15 \times 5,65) = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,81 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8,81 = 8,19 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,81^3 + 8,19^3) + 15 \times 5,65 \times (8,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 44352,33 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

- : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0038 \quad \longrightarrow \quad \rho(\%) = 0,38$$

$$\nu = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,0038} = 2,21$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 15} = 0,38 \quad \longrightarrow \quad = 0,904$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,12 \times 10^3}{0,904 \times 15 \times 5,65} = 210,41 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 210,41 + 2,1} = 0,31$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 44352,33}{1 + (0,31 \times 2,21)} = 28952,33$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16,12 \times (3,77)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 28952,33} = 0,73 \text{ cm}$$

$$f = 0,73 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{377}{500} = 0,75 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

Aux Appuis

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.
 Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

En travée

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.
 Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

III-4.2 Escalier du rez de chaussée

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

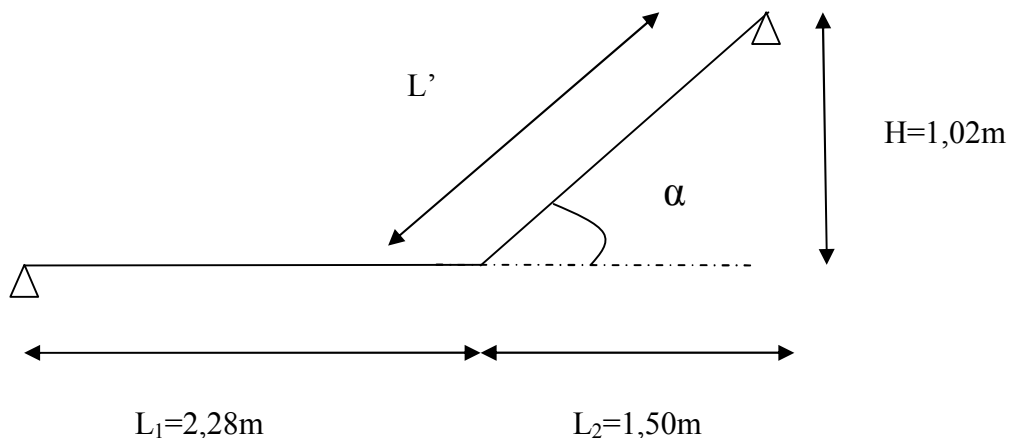
III-4.2.1 Calcul du l'escalier du rez de chaussée :**a) Schéma statique**

Fig III.4.8: Coupe verticale de la volée.

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL cité ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable :

$$60 \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

b) Hauteur de la contre marche

$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \longrightarrow$ On prend : $h = 17\text{cm}$

D'après la loi de BLONDEL : $26\text{cm} \leq g \leq 30\text{cm}$.

On prend : $g = 30\text{cm}$.

c) Détermination du nombre de contre marches et de marches

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \longrightarrow n = 6 \text{ contre marches.}$$

D'où le nombre de marches : $m = n - 1 = 5 \text{ marches.}$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

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

On remarque bien que : $59\text{cm} \quad 64 \quad 66\text{cm.} \longrightarrow$ condition vérifiée.

d) Détermination de l'épaisseur de la pailleuse : D'après le BAEL91, modifiée 99)

Le palier et la pailleuse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L}{30} \quad e_p \quad \frac{L}{20}$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis ; $L = L' + L_1$.

Calcul de α :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \longrightarrow \alpha = 29,55^\circ.$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'} = 0,87 \longrightarrow L' = 172,24 \text{ cm.}$$

$$L = 172,24 + 228 = 400,24 \text{ cm.}$$

Donc:

$$400,24/30 \quad e_p \quad 400,24/20 \longrightarrow 13,341 \quad e_p \quad 20,012$$

On opte pour une pailleuse d'épaisseur : **$e_p = 17\text{cm}$** .

III-4.2.2 Détermination des charges et surcharge

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

a) Charge permanente

On a opté les mêmes charges permanentes pour le palier et le volée par ce que ils ont la même épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$.

b) Surcharge d'exploitation

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

III-4.2.3 Combinaison des charges

- **ELU:** $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$.
 - Palier : $q_u = (1,35 \times 5,99 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,84 \text{ KN / ml}$.
 - Volée : $q_u = (1,35 \times 8,945 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,83 \text{ KN / ml}$.
- **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.
 - Palier : $q_s = (5,99 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,49 \text{ KN / ml}$.
 - Volée : $q_s = (8,945 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,45 \text{ KN / ml}$.

III-4.2.4 Calcul à l'ELU

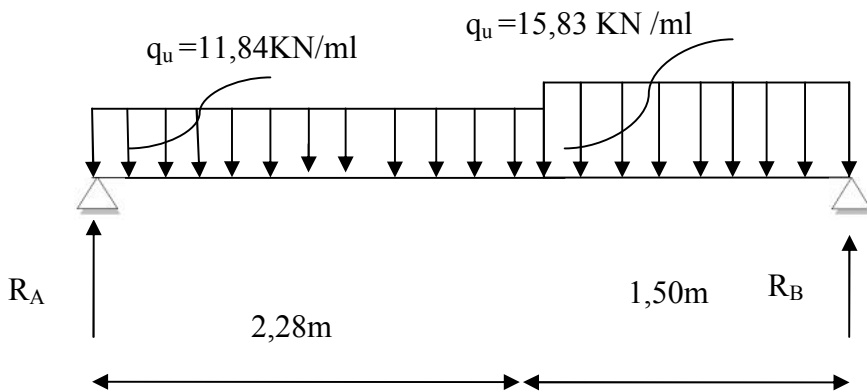


Fig III.4.9 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• **Réactions d'appuis**

- $\sum FV = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 11,84 \times 2,28 + 15,83 \times 1,5$
 $R_A + R_B = 50,74$
- $\sum M/B = 0 \longrightarrow -(11,84 \times 2,28 \times 2,64) - (15,83 \times 1,5 \times 0,75) + R_A \times 3,78$

$$R_A = \frac{+(11,84 \times 2,28 \times 2,64) + (15,83 \times 1,5 \times 0,75)}{3,78} = 23,57$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 23,57 \text{ KN.} \\ R_B = 27,17 \text{ KN.} \end{cases}$$

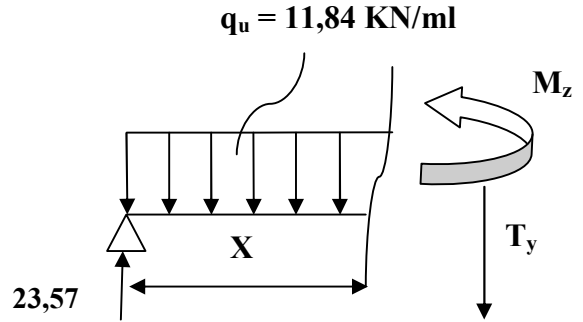
• **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 2,28 \text{ m}$**

$$T_y = -11,84 x + 23,57$$

$$M_z = \frac{(-11,84 x^2)}{2} + 23,57 x$$

$$M_z = -5,92 x^2 + 23,57 x$$



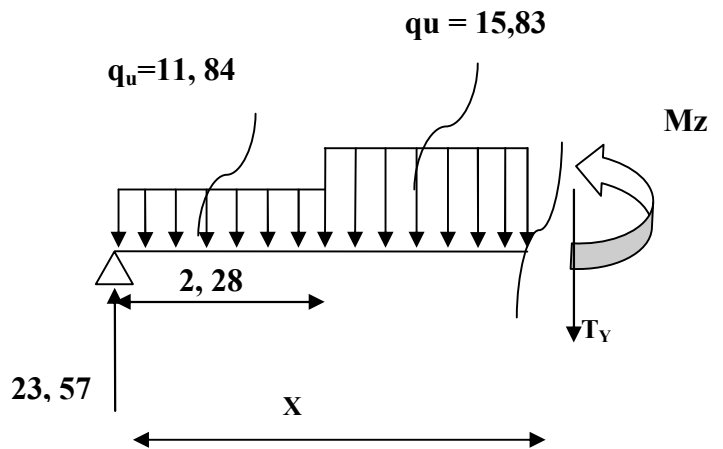
- **Tronçon : $2,28 \leq x \leq 3,78 \text{ m}$**

$$T_y = +23,57 - (11,84 \times 2,28) - 15,83(x - 2,28)$$

$$T_y = -15,83 x + 32,66$$

$$M_z = +23,57 x - [11,84 \times 2,28 \times (x - 1,14)] - \frac{15,83(x-2,28)^2}{2}$$

$$M_z = -7,92 x^2 + 32,66 x - 10,33$$



D'où :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,28	- 11,84 x + 23,57	-5,92 x ² + 23,57 x	0	23,57	0
			2,28	-3,43	22,96
2,28 ≤ x ≤ 3,78	- 15,83 x + 32,66	- 7,92 x ² + 32,66 x - 10,33	2,28	-3,43	22,96
			3,78	-27,18	0

Tableau III.4.5 : Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \longrightarrow -11,84 x + 23,57 = 0 \longrightarrow x = 1,99 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = M(1,99) = 23,46 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M _a)	(-0,3) x 23,46	-7,04
Moment en travée (M _t)	(0,85) x 23,46	19,94

Tableau III.4.6: Les moments corrigés à l'ELU

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ travée} = 19,94 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ appui} = -7,04 \text{ KN.m} \\ M_b \text{ appui} = -7,04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELU

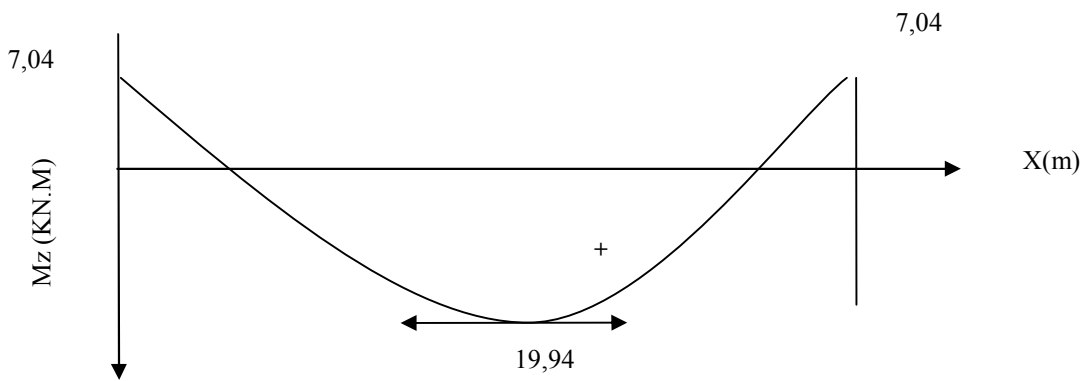
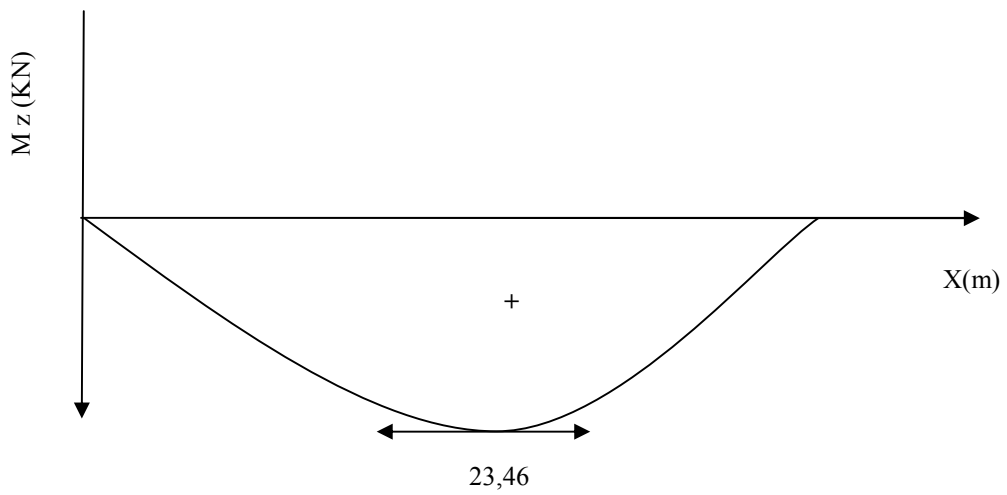
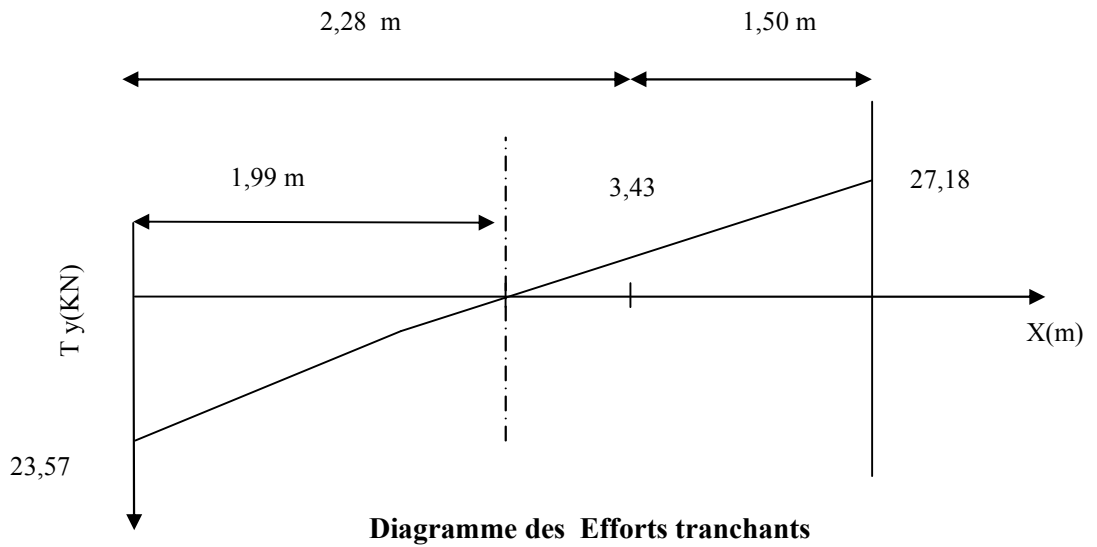
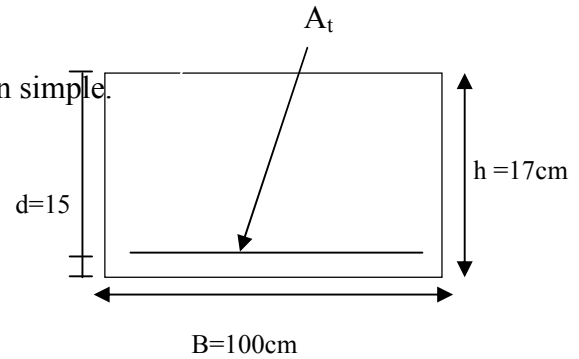


Fig III.4.10 : Diagramme des sollicitations à L'ELU.

III-4.2.5 Ferrailage à l'ELU

Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 17 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm}.$



• **Armatures aux appuis**

- **Armatures principales**

$M_a = - 7,04 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7,04 \cdot 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} = 0,022$$

$\mu_b = 0,022 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

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

$\mu_b = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_a = \frac{7,04 \times 10^2}{0,989 \times 15 \times 34,8} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,92 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures en travée**

- **Armatures principales**

$$M_T = 19,94 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{19,94 \cdot 10^2}{100 \times 15^2 \times 1,42} = 0,062$$

$$\mu_b = 0,062 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

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

$$\mu_b = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{19,94 \times 10^2}{0,968 \times 15 \times 34,8} = 3,95$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-4.2.6 Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres• **Armatures principales**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartitions**

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec :

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

$$b = 1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Avec : V_{\max} : effort tranchant.

$$V_{\max} = 27,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,18 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,181 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3)• **Influence sur le béton :**

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

Avec :

$$V_{\max} = 27,18 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$V_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1 = 900 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 27,18 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :

$$(V_{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -7,04 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 27,18 \text{ KN}$$

$$(27,18 + \frac{-7,04}{0,9 \times 0,15}) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = -0,72 \text{ cm}^2 < A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

Avec : s_s Coefficient de scellement, $s_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

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

- **Aux appuis :** 5 HA 10

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{27,18 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Travée:** 5 HA 12

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{27,18 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

—————> Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$.

D'où : $L_S = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$.

Soit : $L_S = 35,21 \text{ cm}$

Le BAEL limite $L_S = 40$ lorsque en utilise $f_e = 400 \text{ MPa}$ donc $L_S = \times 40$.

III-4.2.7 Calculs à l'ELS :

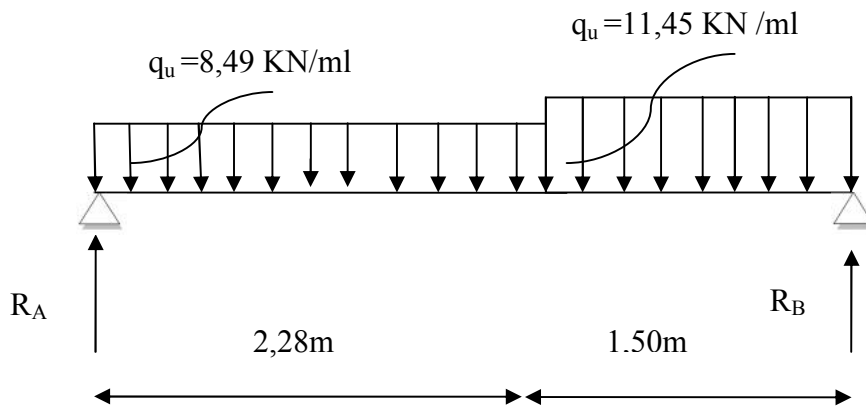


Fig III.4.11 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• Réactions d'appuis

➤ $\Sigma FV = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 8,49 \times 2,28 + 11,45 \times 1,50$

$R_A + R_B = 36,53$

➤ $\Sigma M/B = 0 \longrightarrow -(8,49 \times 2,28 \times 2,64) - (11,45 \times 1,50 \times 0,75) + R_A \times 3,78$

$$R_A = \frac{+(8,49 \times 2,28 \times 2,64) + (11,45 \times 1,5 \times 0,75)}{3,78} = 16,93$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 16,93 \text{ KN.} \\ R_B = 19,60 \text{ KN.} \end{cases}$$

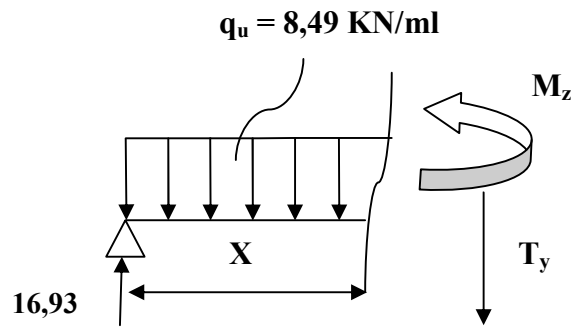
• **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants**

- **Tronçon : $0 \leq x \leq 2,28$ m**

$$T_y = -8,49 x + 16,93$$

$$M_z = \frac{(-8,49 x^2)}{2} + 16,93 x$$

$$M_z = -4,245 x^2 + 16,93 x$$



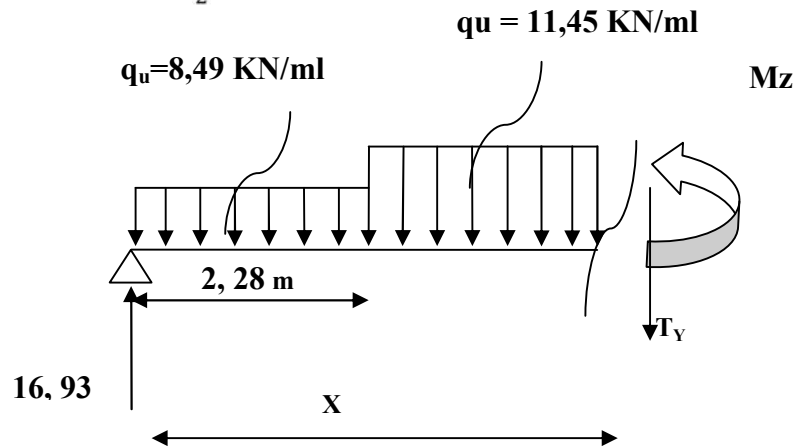
- **Tronçon : $2,28 \leq x \leq 3,78$ m**

$$T_y = +16,93 - (8,49 \times 2,28) - 11,45(x - 2,28)$$

$$T_y = -11,45 x + 23,68$$

$$M_z = +16,93 x - [8,49 \times 2,28 \times (x - 1,14)] - \frac{11,45(x-2,28)^2}{2}$$

$$M_z = -5,73 x^2 + 23,7 x - 7,67$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,28$	$-8,49 x + 16,93$	$-4,245 x^2 + 16,93 x$	0	16,93	0
			2,28	-2,43	16,53
$2,28 \leq x \leq 3,78$	$-11,45 x + 23,68$	$-5,73 x^2 + 23,68 x - 7,67$	2,28	-2,43	16,53
			3,78	-19,60	0

Tableau III.4.7 : Les efforts internes à l'ELS.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \longrightarrow -8,49 x + 16,93 = 0 \longrightarrow x = 1,99 \text{ m.}$$

$$M_z^{\max} = M(1,99) = 16,88 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M_a)	$(-0,3) \times 16,88$	-5,06
Moment en travée (M_t)	$(0,85) \times 16,88$	14,35

Tableau III.4.8: Les moments corrigés à l'ELS

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ travée} = 14,35 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ appui} = -5,06 \text{ KN.m} \\ M_b \text{ appui} = -5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Diagramme des sollicitations à L'ELS

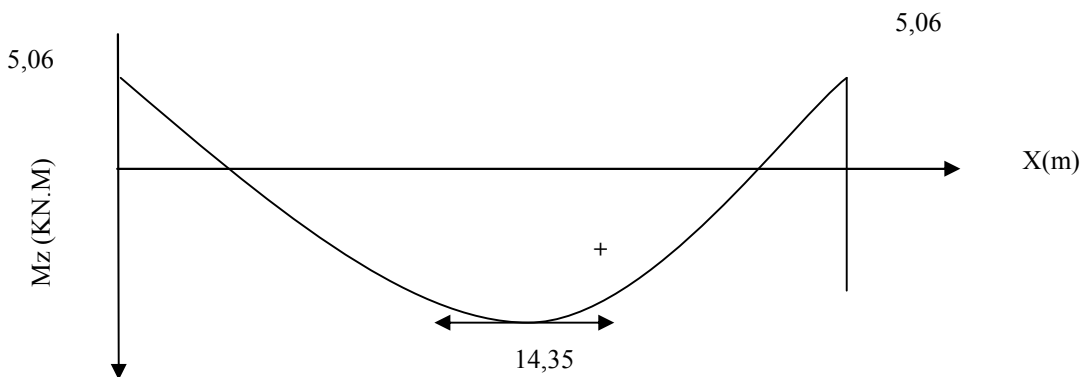
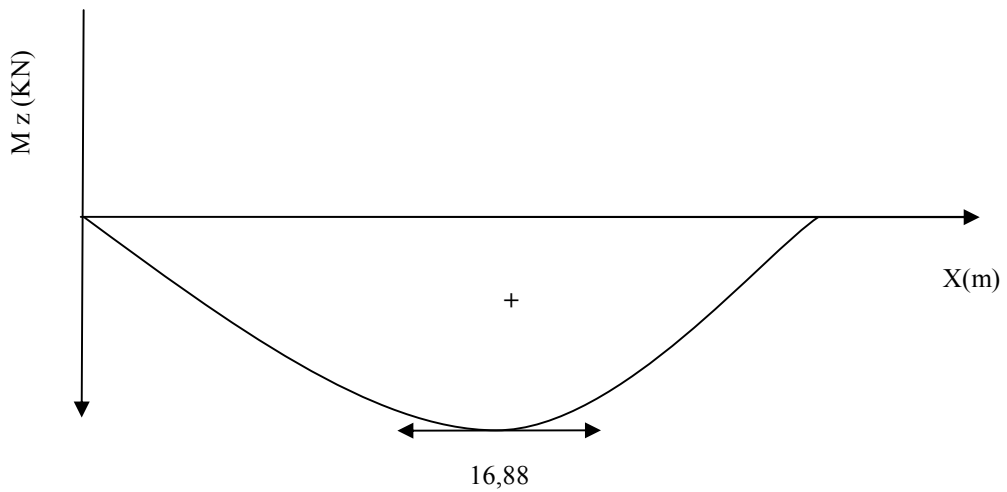
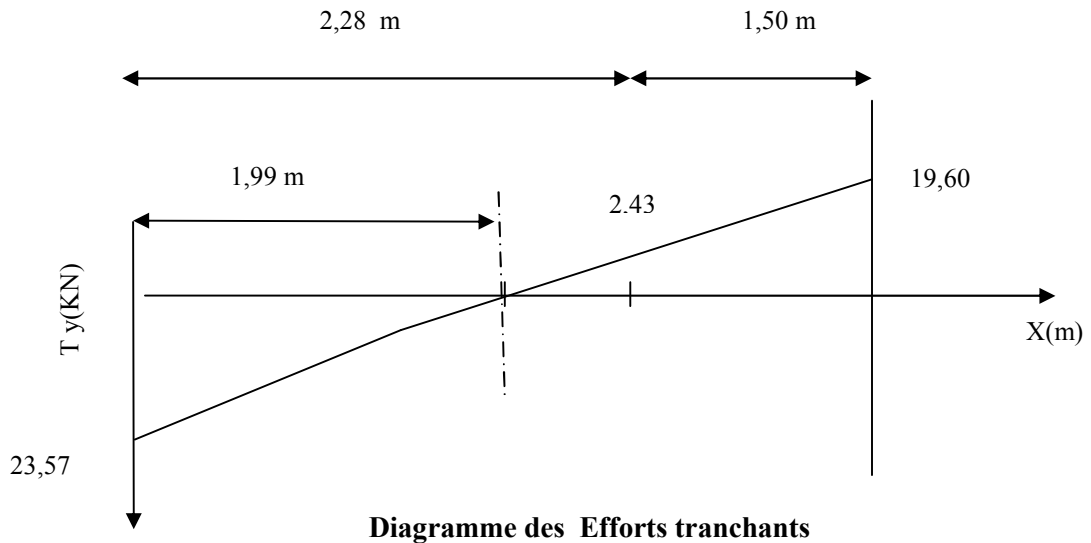


Fig III.4.12 : Diagramme des sollicitations à L'ELS.

III-4.1.9 Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3/BAEL91 modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

- **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -5,06 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$i_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,26$$

$$i_1 = 0,26 \quad i_1 = 0,919 \quad K_1 = 47,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,06 \times 10^3}{0,919 \times 15 \times 3,92} = 93,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,73} \times 93,63 = 1,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **En travée:**

Avec :

$$M_s = 14,35 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$i_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,38$$

$$i_1 = 0,38 \quad i_1 = 0,904 \quad K_1 = 37,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,35 \times 10^3}{0,904 \times 15 \times 5,65} = 187,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{37,08} \times 187,30 = 5,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

• **Etat limite de déformation (BAEL91/ART B.6.5.2) :**

Les règles (Art B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \frac{1}{16} \frac{17}{378} = 0,045 \quad \frac{1}{16} = 0,0625$ condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_t}{bd} \frac{4.2}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

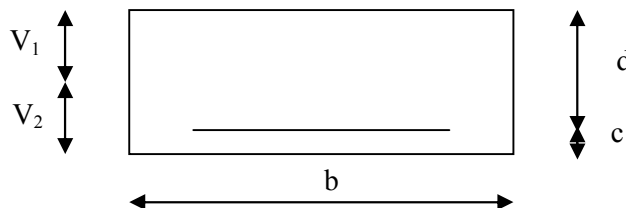


Fig III.4.7 : la section de la pailleasse.

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 15721,25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15 A_t = (100 \times 17) + (15 \times 5,65) = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,81 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8,81 = 8,19 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,81^3 + 8,19^3) + 15 \times 5,65 \times (8,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 44352,33 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0038 \quad \longrightarrow \quad \rho(\%) = 0,38$$

$$\nu = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0,0038} = 2,21$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 15} = 0,38 \quad \longrightarrow \quad = 0,904$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,35 \times 10^3}{0,904 \times 15 \times 5,65} = 187,30 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0038 \times 187,30 + 2,1} = 0,26$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_\nu)} = \frac{1,1 \times 44352,33}{1 + (0,26 \times 2,21)} = 30984,10$$

$$f = \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_\nu \times I_{fv}} = \frac{14,35 \times (3,78)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 30984,10} = 0,61 \text{ cm}$$

$$f = 0,61 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{378}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier de RDC sera ferrillé comme suit :

Aux Appuis

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

En travée

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

III-5 La poutre palière

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b x h). Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

III-5.1 Pré dimensionnement**a) Hauteur**

-La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10}$$

$$19,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 29,5 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30 \text{ cm}$ → on opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

b) Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par :

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

D'où : $14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$.

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $35 \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $35/25 = 1,4 < 4$ → condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

III-5.2 détermination des charges et surcharges

- Poids propre de la poutre

$$G=25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,188 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation

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

- L'effort tranchant à l'appui A

$$\text{ELU : } T_u = R_a = 25,37 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_b = 18,26 \text{ KN}$$

III-5.3 Combinaison de charges

- ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,188) + 25,37 = 28,32 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 2,188 + 18,26 = 20,45 \text{ KN/ml}$

III-5.4 Calcul des efforts internes à l'ELU

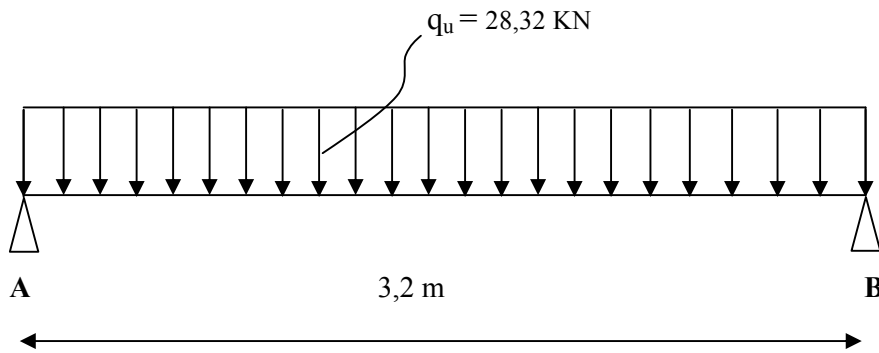


Fig III.5.1: Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{28,32 \times 3,20}{2} = 45,31 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28,32 \times 3,20^2}{8} = 36,25 \text{ KN}$$

- Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 36,25 = 30,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 \times 36,25 = - 10,88 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{\max} = 45,31 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

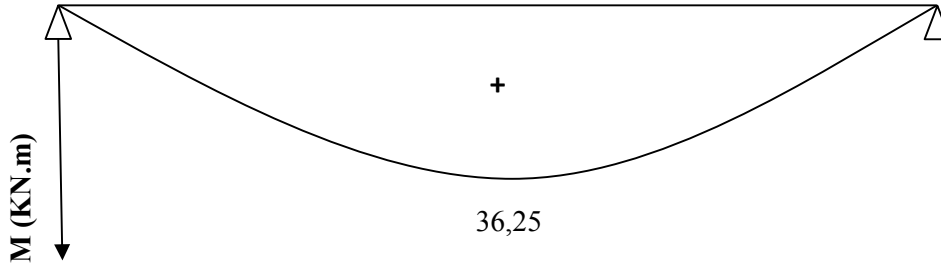


Fig III.5.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

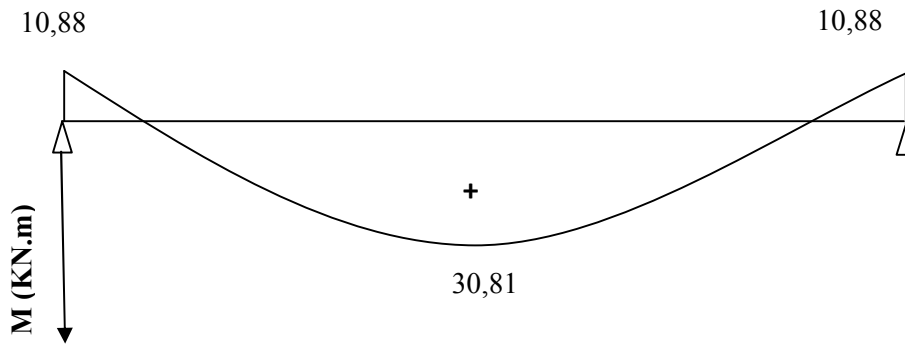


Fig III.5.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

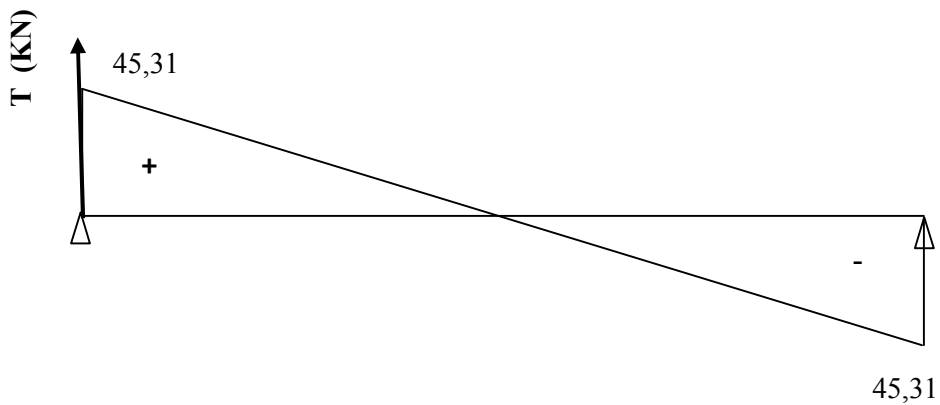


Fig III.5.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

III-5.5. Calcul des efforts internes à l'ELS

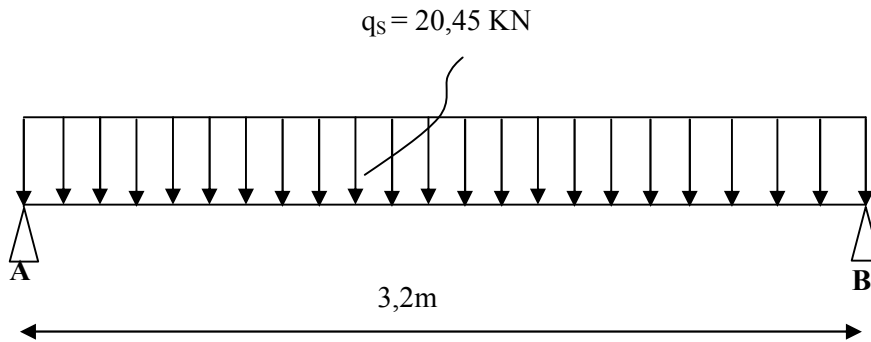


Fig III.5.5 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{20,45 \times 3,20}{2} = 32,72 \text{ KN}$$

- Moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20,45 \times 3,20^2}{8} = 26,18 \text{ KN}$$

- Moment corrigé

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 26,18 = 22,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 26,18 = -7,85 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_{\max} = 32,72 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne

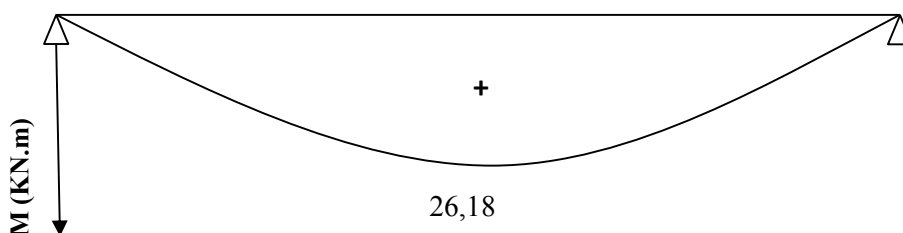


Fig III.5.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

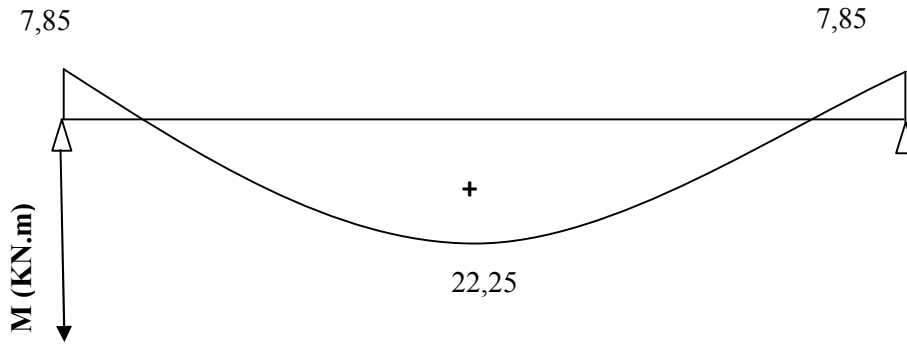


Fig III.5.7 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.

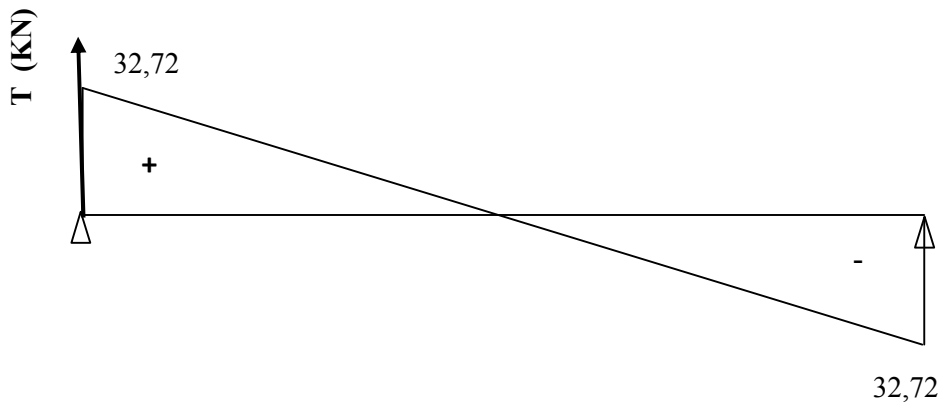


Fig III.5.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III-5.6 ferrailage à ELU

a) En travée

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

Avec:

$$M_t = 30,81 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{30,81 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,08$$

$\mu = 0,08 < \mu_1 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0,958$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{30,81 \times 10^3}{0,958 \times 33 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = 10,88 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{10,88 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_1 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0,028 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,986$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{10,88 \times 10^3}{0,986 \times 33 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

III-5.7 vérification à ELU

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

Avec : T_{\max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 32,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32,72 \times 10}{25 \times 33} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

• Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec : a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0,9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 32,72 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• Influence sur les armatures :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{s}{f_e} < A$$

Avec : $M_a = 10,88 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 32,72 \text{ KN}$

$$\left(32,72 - \frac{10,88}{0,9 \times 33} \right) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 0,93 \text{ cm}^2 < A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

Avec : α_s Coefficient de scellement, $\alpha_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{32,72}{0,9 \times 33 \times 11,30} \times 10 = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Calcul des armatures transversal

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{35}{35}; 1,6; \frac{25}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 1,6 ; 2,5 \} = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8.

f) Espacement des armatures transversales

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **Zone nodal :**

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing_l ; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0,8 ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 8,75 ; 9,6 ; 30 \text{ cm} \} = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 5 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2}$$

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III-5.8 vérification à ELS:

- a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- b) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91)**

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

- **En travée :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1.d} \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 22,25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\beta_{1.d} = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,411$$

$$\beta_{1.d} = 0,411 \quad \beta_{1.d} = 0,901 \quad K_1 = 35,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{22,25 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 220,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{35,50} \times 220,75 = 6,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,22 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

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

Avec :

$$M_s = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 33} = 0,285$$

$$\beta_1 = 0,285$$

$$\beta_1 = 0,915$$

$$K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,85 \times 10^3}{0,915 \times 33 \times 2,35} = 110,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43,82} \times 110,63 = 2,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,52 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c) Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \leq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (h = 35 cm)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (l = 295 cm)
- **M_t** : moment max en travée. (M_t = 22,25)
- **M₀** : moment max de la travée isostatique. (M₀ = 26,18 KN)
- **A_t** : section des armatures. (A_t = 3,39 cm²)
- **b** : largeur de la nervure. b = 25 cm
- **d** : hauteur utile de la section droite. (d = h - c = 35 - 2 = 33 cm)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{35}{295} = 0,119 \quad \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{35}{295} = 0,119 \quad \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{22,25}{10 \times 26,18} = 0,085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,004 \quad \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculé la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- 3HA12 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 10 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales

- cadre et étrier en HA8 .

III-6 Salle machine

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

III-6.1 Caractéristiques de la cage d'ascenseur

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine reposant sur 4 appuis dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La surface de la salle machine est de : $2,00 \times 1,60 = 3,20\text{m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1,70 \times 1,20 = 2,04\text{m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 8t ($P=80$ KN).

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens. Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III-6.2 calcul de la dalle pleine**• Dimensionnement**

La dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30} \longrightarrow h_0 \geq \frac{200}{30} \longrightarrow h_0 \geq 6,67 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

Selon le RPA99 version 2003, l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12 cm.

On adopte une épaisseur de 15 cm.

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

• Calcul a l'ELU

a) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion)

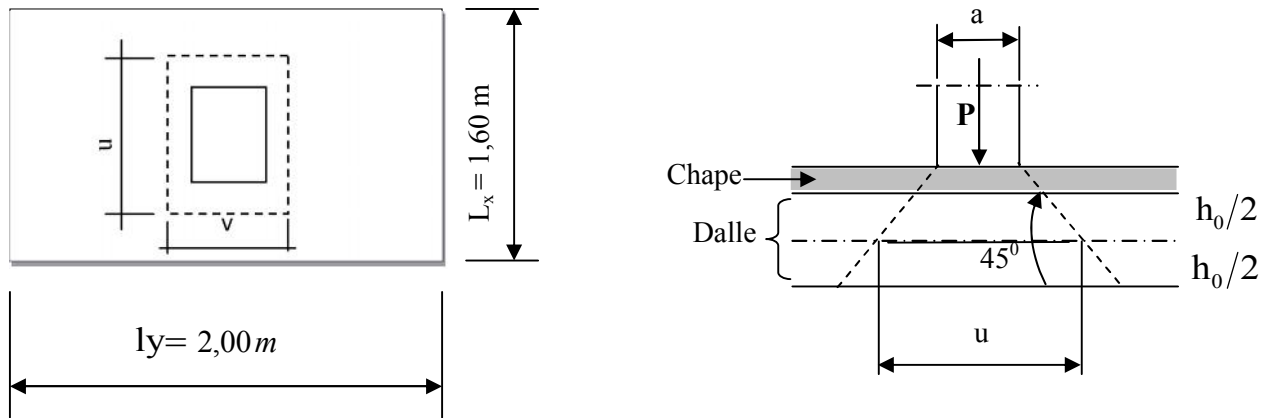


Fig III.5.1 : schéma statique de la salle machine.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

h_0 = Hauteur de la dalle pleine ($h_0 = 15\text{cm}$)

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$$U_0 = 80\text{cm} ; V_0 = 80\text{cm}$$

$$\text{D'où : } U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8 \quad 0,4 \quad 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) calcul des moments M_x et M_y

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,5$$

$$M_1 = 0,095$$

$$M_2 = 0,067$$

$$\text{A L'ELU: } v = 0$$

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,095 = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,067 = 7,24 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8 \quad ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0565 \quad ; \quad \mu_y = 0,595 \quad \text{(Tirer des tableaux de Pigeaud)}$$

Poids propre de la dalle

$$G = (0,15 \times 25 + 20 \times 0,05) \times 1 \text{ m} = 4,75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,91 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0565 \times 7,91 \times 1,60^2 = 1,14 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,595 \times 1,14 = 0,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,26 + 1,14 = 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,24 + 0,68 = 7,92 \text{ KN.m}$$

e) Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

Sens Lx :

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 11,40 = -3,42 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,40 = 9,69 \text{ KN.m}$$

Sens Ly :

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 7,92 = -2,38 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,92 = 6,73 \text{ KN.m}$$

III-6.3 Ferrailage de la dalle

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

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

a) Dans le sens de la petite portée (x-x)**• En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 11,40 = 9,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{9,69}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\text{À partir des abaques, on tire la valeur de } \beta \text{ correspondant : } \mu = 0,040 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{9,69 \times 10^2}{0,980 \times 13 \times 34,8} = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = -0,3 \times 11,40 = -3,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,42}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\text{À partir des abaques, on tire la valeur de } \beta \text{ correspondant. } \mu = 0,014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{3,42 \times 10^2}{0,993 \times 13 \times 34,8} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Dans le sens de la grande portée y-y**• En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 7,92 = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6,73}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,028$$

$\mu = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$

$$A_{st} = \frac{6,73 \times 10^2}{0,986 \times 13 \times 34,8} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Aux appuis :

$$M_{u,y} = -0,3 \times 7,92 = -2,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,38}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,010$$

$\mu = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$

$$A_{st} = \frac{2,38 \times 10^2}{0,995 \times 13 \times 34,8} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-6.4 Vérification à L'ELU

a) condition de non fragilité

• Armatures inférieures (suivant X-X)

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \longrightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour fe 400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{min} : section minimale d'armatures.

$$A_{min}^x = 0,0008 \frac{3 - 0,8}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 1,32 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• Armatures supérieures (suivant Y - Y)

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b h} \geq \omega_0 \longrightarrow A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{min}^y = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty}=3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}=1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Diamètre maximale des barres

On doit vérifier que $l_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Avec :

Diamètre des armatures longitudinales.

$$= 10 \text{ mm} < l_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Espacement des barres

- Armatures suivant xx

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures suivant yy

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

d) Poinçonnement

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u < Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$Q_u = 108 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

c) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \quad \tau_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{Avec : } p = 1,35 G = 1,35 \times 80 = 108\text{KN}$$

$$T_u = \frac{108}{2 \times 1,05 + 1,05} = 25,71\text{KN}$$

- Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{108}{3 \times 1,05} = 34,28\text{KN}$$

$$\text{Donc : } T_{u\max} = 34,28\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{34,28 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,264\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,264\text{MPa} < \tau_u = 1,167\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul à l'ELS

a) Moments engendrés par le système de levage

$$\text{À l'ELS } \nu = 0,2 \quad ; \quad M_1 = 0,095 \quad ; \quad M_2 = 0,067$$

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_{x1} = 80(0,095 + 0,2 \times 0,067) = 8,67\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0,2 \times 0,095 + 0,067) = 6,88\text{KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0,0565 \quad ; \quad \mu_y = 0,595 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 5,75 \times 1,6^2 = 0,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,83 = 0,49 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 8,67 + 0,83 = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,88 + 0,49 = 7,37 \text{ KN.m}$$

d) Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

Sens L_x :

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 9,5 = -2,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 9,5 = 8,08 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 7,37 = -2,21 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,37 = 6,26 \text{ KN.m}$$

III-6.5 Vérification à l'ELS

a) Etat limite de fissuration

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

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 8,08 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_u = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \quad \beta_1 = 0,921 \quad K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,08 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 214,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 214,92 = 4,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,09 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$M_s = -2,85 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_u = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \quad \beta_1 = 0,936 \quad K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,85 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 116,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63,12} \times 116,53 = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,85 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Sens y-y :

• **En travée :**

$$M_s = 6,26 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_u = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \quad \beta_1 = 0,921 \quad K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,26 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 166,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{48,29} \times 166,51 = 3,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,45 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$M_s = -2,21 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15$$

$$\rho_1 = 0,15 \quad \beta_1 = 0,936 \quad K_1 = 63,12$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,21 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 90,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{63,12} \times 90,36 = 1,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,31 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Conclusion :

Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

En travée : 4HA10 avec un espacement $st = 25\text{cm}$.

En appui : 4HA8 avec un espacement $st = 25\text{ cm}$.

Sens y-y :

En travée : 4HA10 avec un espacement $st = 25\text{ cm}$.

En appui : 4HA8 avec un espacement $st = 25\text{ cm}$.

IV Etude de contreventement

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

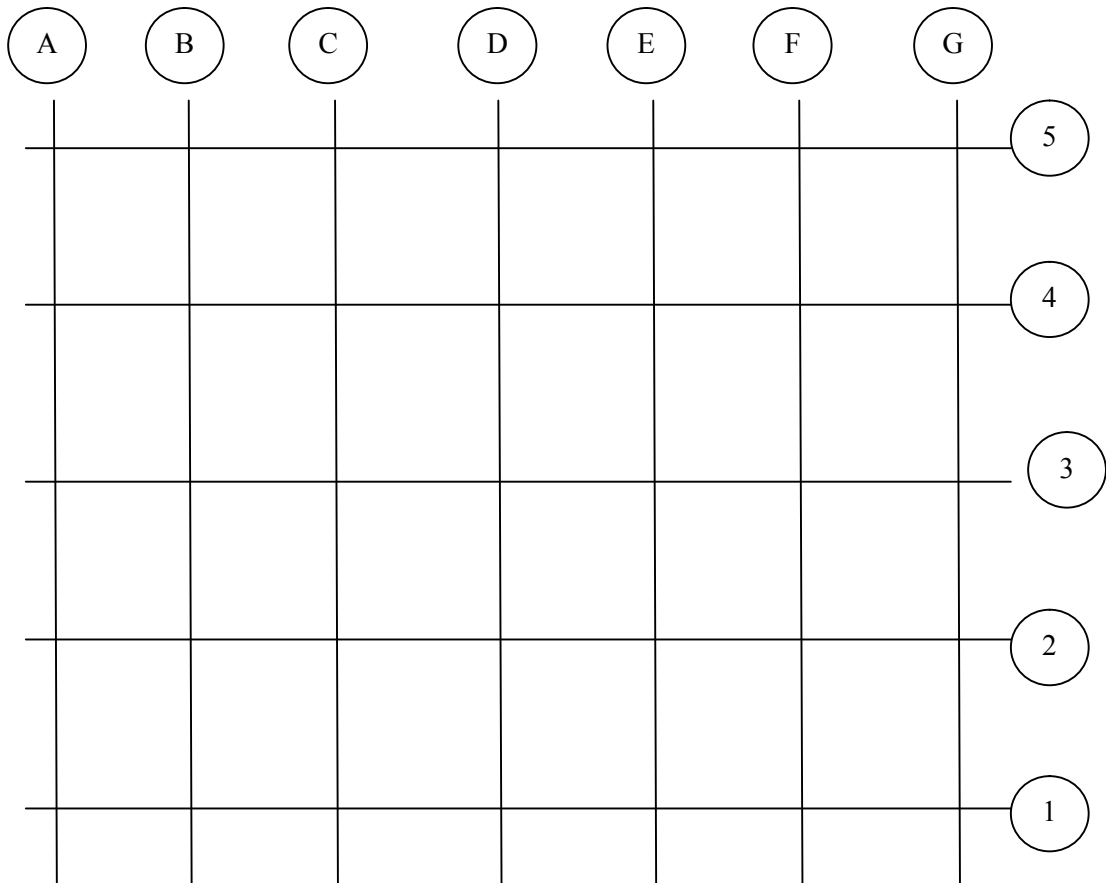


Fig 1V.1 : La vue en plan des axes des portiques.

IV-1 Caractéristiques géométriques des portiques

IV-1.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

Hypothèses de calcul

Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Poteau : $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e \quad \text{Poteaux} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h \quad \text{poutres} \leq L_o$$

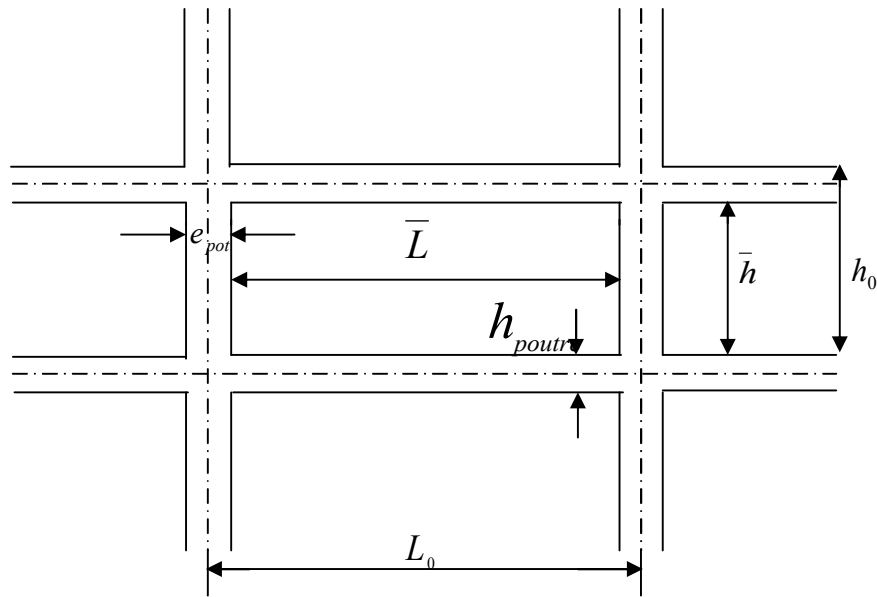
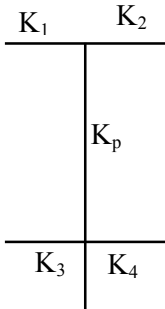


Fig IV.2 : Coupe verticale d'un niveau.

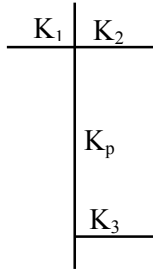
IV-1.2 Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques

Cas d'étage courant

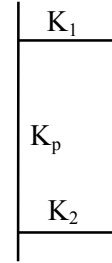
$$\bar{K} = \frac{K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



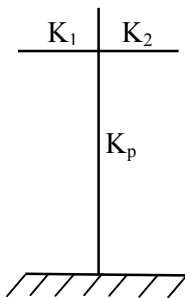
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



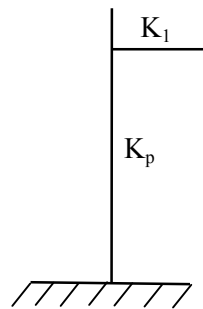
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas du sous-sol

$$\bar{K} = \frac{K_i \text{ poutres}_{\text{sup}}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

IV-1.3 Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} -

- Niveau courant : $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$
- Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

IV -1.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

- **Niveau courant :** $r_j = a_{ij} \times Kp \times \frac{12E}{hc^2}$
- **Niveau RDC :**
 - Poteau encastré à sa base : $r_j = a_{ij} \times Kp \times \frac{12E}{hc^2}$
 - Poteau articulé à sa base : $r_j = a_{ij} \times Kp \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

h_c : hauteur du poteau calculé.

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

I_p : Inertie du poteau.

IV-1.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau

a) Sens transversal

Tableau IV.1 : Rigidité des portiques selon le sens transversal.

Niv	pot	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	\bar{L} (cm)	h_{ptr} (cm)	L_c (cm)	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
s-sol	1	360	45x45	382,5	341718,75	893,38	1-2	355	40	375	160000	426,67
	2	360	45x45	382,5	341718,75	893,38	2-3	355	40	375	160000	426,67
	3	360	45x45	382,5	341718,75	893,38	3-4	355	40	375	160000	426,67
	4	360	45x45	382,5	341718,75	893,38	4-5	355	40	375	160000	426,67
	5	360	45x45	382,5	341718,75	893,38						
RDC, 1 ^{er}	1	266	45x45	288,5	341718,75	1184,47	1-2	355	40	375	160000	426,67
	2	266	45x45	288,5	341718,75	1184,47	2-3	355	40	375	160000	426,67
	3	266	45x45	288,5	341718,75	1184,47	3-4	355	40	375	160000	426,67
	4	266	45x45	288,5	341718,75	1184,47	4-5	355	40	375	160000	426,67
	5	266	45x45	288,5	341718,75	1184,47						
2, 3,4 ^{ème}	1	266	40x40	286	213333,33	745,92	1-2	360	40	380	160000	421,05
	2	266	40x40	286	213333,33	745,92	2-3	360	40	380	160000	421,05
	3	266	40x40	286	213333,33	745,92	3-4	360	40	380	160000	421,05
	4	266	40x40	286	213333,33	745,92	4-5	360	40	380	160000	421,05
	5	266	40x40	286	213333,33	745,92						
5, 6,7 ^{ème}	1	266	35x35	283,5	125052,08	441,10	1-2	365	40	385	160000	415,58
	2	266	35x35	283,5	125052,08	441,10	2-3	365	40	385	160000	415,58
	3	266	35x35	283,5	125052,08	441,10	3-4	365	40	385	160000	415,58
	4	266	35x35	283,5	125052,08	441,10	4-5	365	40	385	160000	415,58
	5	266	35x35	283,5	125052,08	441,10						
8, 9,10 ^{ème}	1	266	30x30	281	67500	240,21	1-2	370	40	390	160000	410,26
	2	266	30x30	281	67500	240,21	2-3	370	40	390	160000	410,26
	3	266	30x30	281	67500	240,21	3-4	370	40	390	160000	410,26
	4	266	30x30	281	67500	240,21	4-5	370	40	390	160000	410,26
	5	266	30x30	281	67500	240,21						

b) Sens longitudinal

Tableau IV.2 : Rigidité des portiques selon le sens longitudinal.

Niv	pot	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	h_{ptr} (cm)	\bar{L} (cm)	L_c (cm)	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
s-sol	A	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	A-B	35	275	292,5	107187,5	366,45
	B	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	B-C	35	275	292,5	107187,5	366,45
	C	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	C-D	35	275	292,5	107187,5	366,45
	D	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	D-E	35	275	292,5	107187,5	366,45
	E	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	E-F	35	275	292,5	107187,5	366,45
	F	365	45x45	387,5	341718,75	881,85	F-G	35	275	292,5	107187,5	366,45
	G	365	45x45	387,5	341718,75	881,85						
RDC, 1 ^{er}	A	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	A-B	35	275	292,5	107187,5	366,45
	B	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	B-C	35	275	292,5	107187,5	366,45
	C	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	C-D	35	275	292,5	107187,5	366,45
	D	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	D-E	35	275	292,5	107187,5	366,45
	E	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	E-F	35	275	292,5	107187,5	366,45
	F	271	45x45	293,5	341718,75	1164,29	F-G	35	275	292,5	107187,5	366,45
	G	271	45x45	293,5	341718,75							
2, 3,4 ^{ème}	A	271	40x40	291	213333,33	733,10	A-B	35	280	297,5	107187,5	360,29
	B	271	40x40	291	213333,33	733,10	B-C	35	280	297,5	107187,5	360,29
	C	271	40x40	291	213333,33	733,10	C-D	35	280	297,5	107187,5	360,29
	D	271	40x40	291	213333,33	733,10	D-E	35	280	297,5	107187,5	360,29
	E	271	40x40	291	213333,33	733,10	E-F	35	280	297,5	107187,5	360,29
	F	271	40x40	291	213333,33	733,10	F-G	35	280	297,5	107187,5	360,29
	G	271	40x40	291	213333,33							

5, 6, 7 ^{ème}	A	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	A-B	35	285	302,5	107187,5	354,34
	B	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	B-C	35	285	302,5	107187,5	354,34
	C	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	C-D	35	285	302,5	107187,5	354,34
	D	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	D-E	35	285	302,5	107187,5	354,34
	E	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	E-F	35	285	302,5	107187,5	354,34
	F	271	35x35	288,5	125052,08	433,46	F-G	35	285	302,5	107187,5	354,34
	G	271	35x35	288,5	125052,08	433,46						
8,9, 10 ^{ème}	A	271	30x30	286	67500	236,01	A-B	35	290	307,5	107187,5	348,58
	B	271	30x30	286	67500	236,01	B-C	35	290	307,5	107187,5	348,58
	C	271	30x30	286	67500	236,01	C-D	35	290	307,5	107187,5	348,58
	D	271	30x30	286	67500	236,01	D-E	35	290	307,5	107187,5	348,58
	E	271	30x30	286	67500	236,01	E-F	35	290	307,5	107187,5	348,58
	F	271	30x30	286	67500	236,01	F-G	35	290	307,5	107187,5	348,58
	G	271	30x30	286	67500	236,01						

IV-1.5.1 Rigidité relative par portique

a) Sens transversal

Niveaux	Pot	hc (cm)	K poutre (cm ³)	K poteau (cm ³)	\bar{K}	aij	aij × Kp	rij	Rij x
s-sol	1	382,5	426,67	893,38	0,48	0,40	357,35	94,27	535,01
	2	382,5	426,67	893,38	0,96	0,49	437,76	115,49	
	3	382,5	426,67	893,38	0,96	0,49	437,76	115,49	
	4	382,5	426,67	893,38	0,96	0,49	437,76	115,49	
	5	382,5		893,38	0,48	0,40	357,35	94,27	
RDC, 1 ^{er}	1	288,5	426,67	1184,47	0,36	0,15	177,67	82,39	593,21
	2	288,5	426,67	1184,47	0,72	0,26	307,96	142,81	
	3	288,5	426,67	1184,47	0,72	0,26	307,96	142,81	
	4	288,5	426,67	1184,47	0,72	0,26	307,96	142,81	
	5	288,5		1184,47	0,36	0,15	177,67	82,39	
2, 3,4 ^{eme}	1	286	421,05	745,92	0,56	0,22	164,10	77,43	534,99
	2	286	421,05	745,92	1,13	0,36	268,53	126,71	
	3	286	421,05	745,92	1,13	0,36	268,53	126,71	
	4	286	421,05	745,92	1,13	0,36	268,53	126,71	
	5	286		745,92	0,56	0,22	164,10	77,43	
5,6, 7 ^{eme}	1	283,5	415,58	441,10	0,94	0,32	141,15	67,78	440,6
	2	283,5	415,58	441,10	1,88	0,48	211,73	101,68	
	3	283,5	415,58	441,10	1,88	0,48	211,73	101,68	
	4	283,5	415,58	441,10	1,88	0,48	211,73	101,68	
	5	283,5		441,10	0,94	0,32	141,15	67,78	
8, 9,10 ^{eme}	1	281	410,26	240,21	1,70	0,46	110,50	54,01	329,93
	2	281	410,26	240,21	3,42	0,63	151,33	73,97	
	3	281	410,26	240,21	3,42	0,63	151,33	73,97	
	4	281	410,26	240,21	3,42	0,63	151,33	73,97	
	5	281		240,21	1,70	0,46	110,50	54,01	

Tableau IV.3 : Rigidité des portiques transversaux.

b) Sens longitudinal

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	K poutre (cm ³)	K poteau (cm ³)	\bar{K}	aij	aij × Kp	rij	Rij x
s-sol	A	387,5	366,45	881,85	0,42	0,38	335,10	86,14	704,98
	B	387,5	366,45	881,85	0,83	0,47	414,47	106,54	
	C	387,5	366,45	881,85	0,83	0,47	414,47	106,54	
	D	387,5	366,45	881,85	0,83	0,47	414,47	106,54	
	E	387,5	366,45	881,85	0,83	0,47	414,47	106,54	
	F	387,5	366,45	881,85	0,83	0,47	414,47	106,54	
	G	387,5			881,85	0,42	0,38	335,10	
RDC, 1 ^{er}	A	293,5	366,45	1164,29	0,31	0,13	151,36	67,82	761,64
	B	293,5	366,45	1164,29	0,63	0,24	279,43	125,20	
	C	293,5	366,45	1164,29	0,63	0,24	279,43	125,20	
	D	293,5	366,45	1164,29	0,63	0,24	279,43	125,20	
	E	293,5	366,45	1164,29	0,63	0,24	279,43	125,20	
	F	293,5	366,45	1164,29	0,63	0,24	279,43	125,20	
	G	293,5			1164,29	0,31	0,13	151,36	
2, 3,4 ^{ème}	A	291	360,29	733,10	0,49	0,20	146,62	66,83	685,01
	B	291	360,29	733,10	0,98	0,33	241,92	110,27	
	C	291	360,29	733,10	0,98	0,33	241,92	110,27	
	D	291	360,29	733,10	0,98	0,33	241,92	110,27	
	E	291	360,29	733,10	0,98	0,33	241,92	110,27	
	F	291	360,29	733,10	0,98	0,33	241,92	110,27	
	G	291			733,10	0,49	0,20	146,62	
5,6, 7 ^{ème}	A	288,5	354,34	433,46	0,82	0,29	125,70	58,29	568,83
	B	288,5	354,34	433,46	1,63	0,45	195,06	90,45	
	C	288,5	354,34	433,46	1,63	0,45	195,06	90,45	
	D	288,5	354,34	433,46	1,63	0,45	195,06	90,45	
	E	288,5	354,34	433,46	1,63	0,45	195,06	90,45	
	F	288,5	354,34	433,46	1,63	0,45	195,06	90,45	
	G	288,5			433,46	0,82	0,29	125,70	
8, 9,10 ^{ème}	A	286	348,58	236,01	1,48	0,43	101,48	47,89	429,88
	B	286	348,58	236,01	2,95	0,60	141,61	66,82	
	C	286	348,58	236,01	2,95	0,60	141,61	66,82	
	D	286	348,58	236,01	2,95	0,60	141,61	66,82	
	E	286	348,58	236,01	2,95	0,60	141,61	66,82	
	F	286	348,58	236,01	2,95	0,60	141,61	66,82	
	G	286			236,01	1,48	0,43	101,48	

Tableau IV.4 : Rigidité des portiques longitudinaux

IV-2 Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

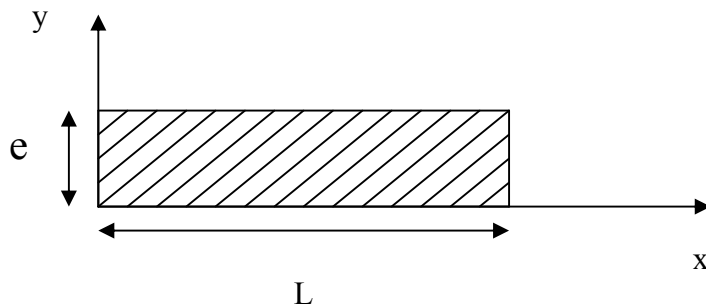
IV-2.1 Etude des refends

Dans notre structure on a que des refends plein

IV-2.1.1 Calcul des inerties**a) Refends longitudinaux**

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y

**b) Refends transversaux :**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

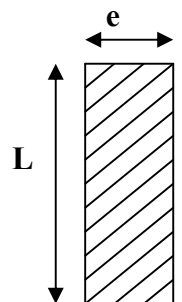
⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'),

Donc on prend: I_x

Avec:

L: longueur de voile.

e: épaisseur de voile.



c) Inerties de refend avec ouverture :

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60 \times 2mc \times l_0}{11 \times I_0 \times l_0^2} + 1}$$

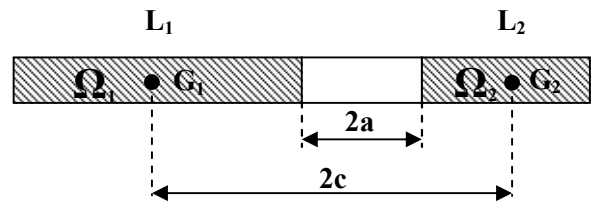


Fig IV.3 : refend avec ouverture.

Avec :

- I_e : équivalente d'un refend avec une file d'ouvertures.
- $a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} + \frac{1}{30n^2} + \frac{1}{30n^3}$ si $n < 11$ niveaux.
 $a_n = 1$ si $n \geq 11$ niveaux.
- $\Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2-\alpha^2) \operatorname{sh}\alpha}{\alpha^3 \operatorname{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \operatorname{ch}\alpha}$
- α : Degré de monolithisme. $\alpha = W \times Z$ avec : **Z**: Hauteur de bâtiment.

$$W^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i \cdot l \cdot c}{E \cdot I_0 \cdot m \cdot h \cdot a^3}$$

- I : moment d'inertie du refend. $I = I_1 + I_2 + 2mc$
- I_1 et I_2 : moment d'inertie de trumeau 1 et 2.

$$I_1 = \frac{E L_1^3}{12} \text{ et } I_2 = \frac{E L_2^3}{12}$$

- $I_0 = I_1 + I_2$
- i : inertie du linteau. $i = \frac{E B^3}{12}$
- m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au CDG de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{i_1} + \frac{1}{i_2}}$$

- L : longueur de refend.
- L_1 et L_2 : longueur de trumeaux 1 et 2.
- Ω_1 et Ω_2 : aire des trumeaux 1 et 2.
- $2c$: distance entre les CDG des deux éléments de refend.
- $2a$: portée de l'ouverture.
- h : hauteur d'un étage.
- E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- E' : module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement $E = E'$).

Calcul des inerties équivalentes des refends avec ouvertures

Donné :

$$L = 3,20 \text{ m.} \quad L_1 = 1 \text{ m.} \quad L_2 = 1 \text{ m.} \quad 2a = 1,2 \text{ m.} \quad 2c = 2,2 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 1,67 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 1,67 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$m = \frac{2,2}{\frac{1}{0,2} + \frac{1}{0,2}} = 0,22 \text{ m}^3$$

$$I_0 = 1,67 \times 10^{-2} + 1,67 \times 10^{-2} = 0,033 \text{ m}^4$$

$$I = 1,67 \times 10^{-2} + 1,67 \times 10^{-2} + 2,2 \times 0,22 = 0,52 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{0,2 \times 0,86^3}{12} = 1,06 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$W^2 = \frac{3 \times 0,0106 \times 0,52 \times 1,1}{0,033 \times 0,22 \times 3,06 \times 0,6^3} = 3,79 \quad \longrightarrow \quad W = 1,95$$

$$\alpha = 1,95 \times 37,66 = 73,44$$

$$\rho_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2-73,44^2)}{73,44^3} \times \frac{\text{sh } 73,44}{\text{ch } 73,44} - \frac{2}{73,44^2 \times \text{ch } 73,44} = 0,65$$

$$I_e = \frac{0,52}{\frac{60 \times 2,2 \times 0,22 \times 0,65}{11 \times 0,033 \times 73,44^2} + 1} = 0,52 \text{ m}^4$$

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

Sens longitudinal

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I (m ⁴)
sous sol	VL ₁	3,20	0,2	0,55
	VL ₂	1,80	0,2	0,10
	VL ₃	2,00	0,2	0,13
	VL ₄	1,80	0,2	0,10
	VL ₅	2,00	0,2	0,13
	VL ₆	1,80	0,2	0,10
	VL ₇	1,90	0,2	0,12
	VL ₈	1,90	0,2	0,12
	VL ₉	1,80	0,2	0,10
	VL ₁₀	1,90	0,2	0,12
	VL ₁₁	1,90	0,2	0,12
	VL ₁₂	3,20	0,2	0,55
Somme				2,2

Tableau IV. 5: Les inerties des refends dans le sens longitudinal pour le sous sol.

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I (m ⁴)
De 10 ^{ème} au 1 ^{er} étage et le RDC	VL ₁	3,20	0,2	0,52
	VL ₂	1,80	0,2	0,10
	VL ₃	2,00	0,2	0,13
	VL ₄	1,80	0,2	0,10
	VL ₅	2,00	0,2	0,13
	VL ₆	1,80	0,2	0,10
	VL ₇	1,90	0,2	0,12
	VL ₈	1,90	0,2	0,12
	VL ₉	1,80	0,2	0,10
	VL ₁₀	1,90	0,2	0,12
	VL ₁₁	1,90	0,2	0,12
	VL ₁₂	3,20	0,2	0,52
Somme				2,18

Tableau IV.6: Les inerties des refends dans le sens longitudinal de 10^{ème} au 1^{er} étage et le RDC.

Sens transversal

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I (m ⁴)
De 10 ^{ème} au sous sol	VT ₁	4,00	0,2	1,07
	VT ₂	4,00	0,2	1,07
	VT ₃	1,60	0,2	0,07
	VT ₄	4,00	0,2	1,07
	VT ₅	4,00	0,2	1,07
Somme				4,35

Tableau IV.7: Les inerties des refends dans le sens transversal.

IV-2.1.2 Rigidités des voiles

Dans le sens (y-y)

$$R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_x}{H_c^3}$$

Dans le sens (x-x)

$$R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{H_c^3}$$

Avec :

H_c : hauteur de l'étage.

I_x, I_y : inerties des voiles longitudinaux et transversaux.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux ci-après :

a) Rigidités des voiles dans le sens transversal

Niveau	Voile	H (m)	I_x	E (KN/cm ²)	R _{vy} (KN/cm)	ΣR_{vy} (KN/m)
sous sol	VT ₁	4,00	1,07	32164200	6452942,62	3209508,39
	VT ₂	4,00	1,07	32164200	6452942,62	
	VT ₃	4,00	0,07	32164200	628323,91	
	VT ₄	4,00	1,07	32164200	6452942,62	
	VT ₅	4,00	1,07	32164200	6452942,62	
De 10 ^{ème} au RDC	VT ₁	3,06	1,07	32164200	14413634,27	58597485,13
	VT ₂	3,06	1,07	32164200	14413634,27	
	VT ₃	3,06	0,07	32164200	942948,04	
	VT ₄	3,06	1,07	32164200	14413634,27	
	VT ₅	3,06	1,07	32164200	14413634,27	

Tableau IV .8: Rigidité des voiles dans le sens transversal.

b) Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

Niveau	Voile	H (m)	I_y	E (KN/m ²)	R _{vy} (KN/m)	ΣR_{vy} (KN/m)
sous sol	VT ₁	4,00	0,55	32164200	3316933,12	13267732,48
	VT ₂	4,00	0,10	32164200	603078,75	
	VT ₃	4,00	0,13	32164200	784002,38	
	VT ₄	4,00	0,10	32164200	603078,75	
	VT ₅	4,00	0,13	32164200	784002,38	
	VT ₆	4,00	0,10	32164200	603078,75	
	VT ₇	4,00	0,10	32164200	603078,75	
	VT ₈	4,00	0,11	32164200	663386,62	
	VT ₉	4,00	0,11	32164200	663386,62	
	VT ₁₀	4,00	0,11	32164200	663386,62	
	VT ₁₁	4,00	0,11	32164200	663386,62	
	VT ₁₂	4,00	0,55	32164200	3316933,12	
De 10 ^{ème} au RDC	VT ₁	3,06	0,52	32164200	7004756,84	28827268,5
	VT ₂	3,06	0,10	32164200	1347068,62	
	VT ₃	3,06	0,13	32164200	1751189,21	
	VT ₄	3,06	0,10	32164200	1347068,62	
	VT ₅	3,06	0,13	32164200	1751189,21	
	VT ₆	3,06	0,10	32164200	1347068,62	
	VT ₇	3,06	0,10	32164200	1347068,62	
	VT ₈	3,06	0,11	32164200	1481775,48	
	VT ₉	3,06	0,11	32164200	1481775,48	
	VT ₁₀	3,06	0,11	32164200	1481775,48	
	VT ₁₁	3,06	0,11	32164200	1481775,48	
	VT ₁₂	3,06	0,52	32164200	7004756,84	

Tableau IV .9: Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

IV-3 Inertie fictive des portiques

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refend sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ($I=1\text{m}^4$).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{Avec :} \quad D_n = \Delta_n$$

Avec :

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

F_n : Flèche du refend au niveau « i ».

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

IV-3.1 Calcul des flèches du refend

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à un tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des

« Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à

(1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

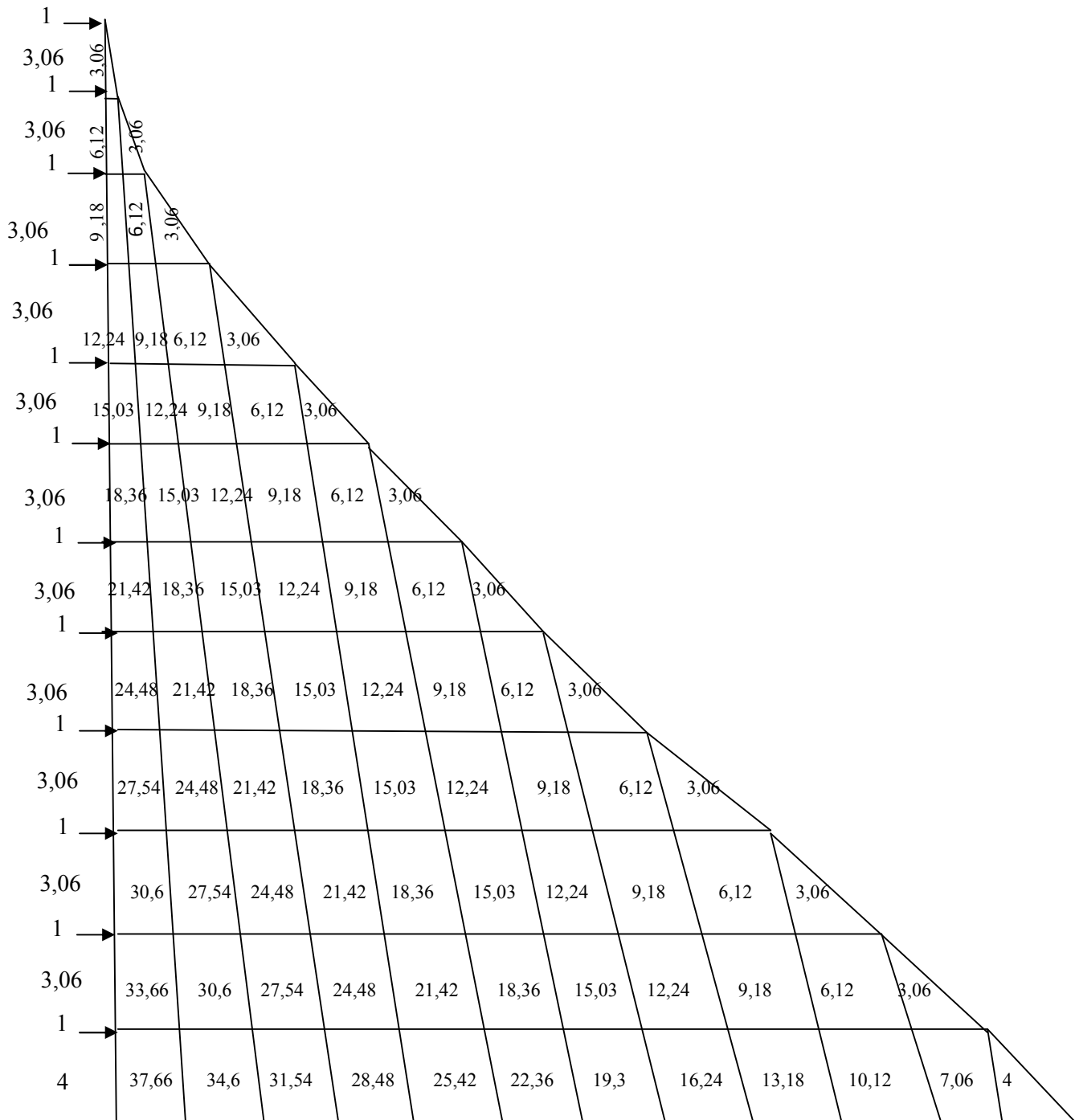


Fig IV.4 : Diagramme des moments des aires.

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2}$$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

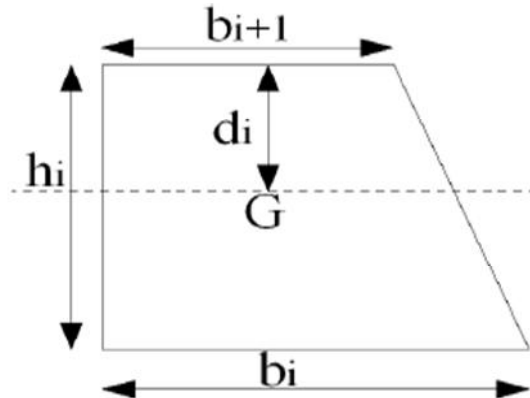


Fig IV.5 : La notation adopte pour calculer la surface de trapèze.

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

Niveaux	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$
10	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55
9	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,53
8	3,06	18,36	9,18	42,14	1,7	71,64
7	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,35
6	3,06	45,63	30,6	116,63	1,63	190,11
5	3,06	63,99	45,63	167,72	1,62	271,71
4	3,06	85,41	63,99	228,58	1,60	365,73
3	3,06	109,89	85,41	298,81	1,59	475,11
2	3,06	137,43	109,89	378,40	1,59	601,66
1	3,06	168,03	137,43	467,35	1,58	738,41
RDC	3,06	201,69	168,03	565,67	1,58	893,76
Sous sol	4,00	249,96	201,69	903,30	2,07	1869,83

Tableau IV.10. : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Calcul des flèches par niveau

Niveaux	$S_i \times d_i$	FiEi	f
10	9,55	5645,39	$1,755.10^{-4}$
9	33,53	5635,84	$1,752.10^{-4}$
8	71,64	5602,31	$1,742.10^{-4}$
7	124,35	5530,67	$1,720.10^{-4}$
6	190,11	5406,32	$1,681.10^{-4}$
5	271,71	5216,21	$1,622.10^{-4}$
4	365,73	4944,50	$1,537.10^{-4}$
3	475,11	4578,77	$1,424.10^{-4}$
2	601,66	4103,66	$1,276.10^{-4}$
1	738,41	3502,00	$1,089.10^{-4}$
RDC	893,76	2763,59	$8,592.10^{-5}$
Sous sol	1869,83	1869,83	$5,813.10^{-5}$

Tableau IV.11. : Résultat de la flèche pour chaque niveau.

IV-3.2 Calcul des déplacements des portiques

La rotation d'étage est donnée :

- Niveau étage courant

$$E'_{n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 K_{tn}}$$

- Niveau RDC

- Poteau encastré a la base

$$E'_{1} = \frac{M_1 + M_2}{24 K_{t1} + 2 K_{p1}}$$

- Poteau articulé à la base

$$E'_{1} = \frac{2 M_1 + M_2}{24 K_{t1}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h$

T_n : effort tranchant de niveau « n »

K_{tn} : raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :

$$u_n = \psi_n \cdot h$$

Avec :

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E u_n + E u_{n-1}}{2}$$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Sens longitudinal :

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{in}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E \square_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_n	$D_n = \sum \Delta_n$	FiEi	I_e	$\sum I_e$
10	A	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38	5645,39	0,01	0,07
	B	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
	C	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
	D	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
	E	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
	F	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
	G	3,06	16,52	21,62	3,06	0	58,97	272,30	833,24	483552,38		0,01	
9	A	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14	5635,84	0,11	0,77
	B	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
	C	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
	D	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
	E	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
	F	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
	G	3,06	16,52	21,62	6,12	3,06	176,92	544,61	1666,51	47519,14		0,11	
8	A	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63	5602,31	0,12	0,84
	B	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
	C	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
	D	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
	E	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
	F	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
	G	3,06	16,52	21,62	9,18	6,12	294,87	816,92	2499,78	45852,63		0,12	
7	A	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47	5530,67	0,12	0,84
	B	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	
	C	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	
	D	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	
	E	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	
	F	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	
	G	3,06	30,34	21,62	12,24	9,18	412,81	812,47	2486,16	43366,47		0,12	

Chapitre IV :

Etude de contreventement.

6	A	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31	5406,32	0,13	0,91
	B	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
	C	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
	D	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
	E	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
	F	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
	G	3,06	30,34	21,26	15,30	12,24	539,75	1019,96	3121,08	40880,31		0,13	
5	A	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23	5216,21	0,13	0,91
	B	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
	C	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
	D	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
	E	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
	F	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
	G	3,06	30,34	21,26	18,36	15,30	659,69	1217,45	3725,40	37759,23		0,13	
4	A	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83	4944,50	0,14	0,98
	B	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
	C	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
	D	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
	E	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
	F	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
	G	3,06	30,34	21,62	21,42	18,36	766,65	1413,96	4326,72	34033,83		0,14	
3	A	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11	4578,77	0,15	1,05
	B	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	C	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	D	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	E	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	F	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	G	3,06	30,34	21,62	24,48	21,42	884,60	1615,95	4944,81	29707,11		0,15	
	A	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30	4103,66	0,16	1,12
	B	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	
	C	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	

Chapitre IV :

Etude de contreventement.

2	D	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	
	E	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	
	F	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	
	G	3,06	30,34	21,62	27,54	24,48	1002,54	1808,52	5534,07	24762,30		0,16	
1	A	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23	3502,00	0,18	1,26
	B	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
	C	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
	D	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
	E	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
	F	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
	G	3,06	30,34	21,99	30,60	27,54	1101,64	2000,09	6120,28	19228,23		0,18	
RDC	A	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95	2763,59	0,21	1,47
	B	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
	C	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
	D	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
	E	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
	F	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
	G	3,06	30,34	21,99	33,66	30,60	1217,60	2139,33	6546,35	13107,95		0,21	
sous-sol	A	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6	1869,83	0,28	1,96
	B	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	
	C	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	
	D	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	
	E	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	
	F	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	
	G	4,00	30,34	21,99	37,66	33,66	1212,02	1640,40	6561,6	6561,6		0,28	

Sens transversale

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10^{-4} (m)	$\sum K_{in}$ 10^{-4} (m)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E \square_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	FiEi	I _e	$\sum I_e$
10	1	3,06	12,01	16,41	3,06	0	77,70	367,72	1125,22	52774,08	5645,39	0,11	0,55
	2	3,06	12,01	16,41	3,06	0	77,70	367,72	1125,22	52774,08		0,11	
	3	3,06	12,01	16,41	3,06	0	77,70	367,72	1125,22	52774,08		0,11	
	4	3,06	12,01	16,41	3,06	0	77,70	367,72	1125,22	52774,08		0,11	
	5	3,06	12,01	16,41	3,06	0	77,70	367,72	1125,22	52774,08		0,11	
9	1	3,06	12,01	16,41	6,12	3,06	233,09	735,43	2250,42	51648,86	5635,84	0,11	0,55
	2	3,06	12,01	16,41	6,12	3,06	233,09	735,43	2250,42	51648,86		0,11	
	3	3,06	12,01	16,41	6,12	3,06	233,09	735,43	2250,42	51648,86		0,11	
	4	3,06	12,01	16,41	6,12	3,06	233,09	735,43	2250,42	51648,86		0,11	
	5	3,06	12,01	16,41	6,12	3,06	233,09	735,43	2250,42	51648,86		0,11	
8	1	3,06	12,01	16,41	9,18	6,12	388,48	1099,71	3365,11	49398,44	5602,31	0,11	0,55
	2	3,06	12,01	16,41	9,18	6,12	388,48	1099,71	3365,11	49398,44		0,11	
	3	3,06	12,01	16,41	9,18	6,12	388,48	1099,71	3365,11	49398,44		0,11	
	4	3,06	12,01	16,41	9,18	6,12	388,48	1099,71	3365,11	49398,44		0,11	
	5	3,06	12,01	16,41	9,18	6,12	388,48	1099,71	3365,11	49398,44		0,11	
7	1	3,06	22,06	16,62	12,24	9,18	537,00	1076,09	3292,84	46033,33	5530,67	0,12	0,60
	2	3,06	22,06	16,62	12,24	9,18	537,00	1076,09	3292,84	46033,33		0,12	
	3	3,06	22,06	16,62	12,24	9,18	537,00	1076,09	3292,84	46033,33		0,12	
	4	3,06	22,06	16,62	12,24	9,18	537,00	1076,09	3292,84	46033,33		0,12	
	5	3,06	22,06	16,62	12,24	9,18	537,00	1076,09	3292,84	46033,33		0,12	
6	1	3,06	22,06	16,62	15,30	12,24	690,43	1345,11	4116,04	42740,49	5406,32	0,13	0,65
	2	3,06	22,06	16,62	15,30	12,24	690,43	1345,11	4116,04	42740,49		0,13	
	3	3,06	22,06	16,62	15,30	12,24	690,43	1345,11	4116,04	42740,49		0,13	
	4	3,06	22,06	16,62	15,30	12,24	690,43	1345,11	4116,04	42740,49		0,13	
	5	3,06	22,06	16,62	15,30	12,24	690,43	1345,11	4116,04	42740,49		0,13	
5	1	3,06	22,06	16,62	18,36	15,30	843,86	1607,62	4919,32	38624,45	5216,21	0,14	0,70
	2	3,06	22,06	16,62	18,36	15,30	843,86	1607,62	4919,32	38624,45		0,14	
	3	3,06	22,06	16,62	18,36	15,30	843,86	1607,62	4919,32	38624,45		0,14	
	4	3,06	22,06	16,62	18,36	15,30	843,86	1607,62	4919,32	38624,45		0,14	
	5	3,06	22,06	16,62	18,36	15,30	843,86	1607,62	4919,32	38624,45		0,14	

Chapitre IV :

Etude de contreventement.

4	1	3,06	37,30	16,84	21,42	18,36	984,26	1538,53	4707,90	33705,13	4944,50	0,15	0,75
	2	3,06	37,30	16,84	21,42	18,36	984,26	1538,53	4707,90	33705,13		0,15	
	3	3,06	37,30	16,84	21,42	18,36	984,26	1538,53	4707,90	33705,13		0,15	
	4	3,06	37,30	16,84	21,42	18,36	984,26	1538,53	4707,90	33705,13		0,15	
	5	3,06	37,30	16,84	21,42	18,36	984,26	1538,53	4707,90	33705,13		0,15	
3	1	3,06	37,30	16,84	24,48	21,42	1135,69	1758,32	5380,46	28997,23	4578,77	0,16	0,80
	2	3,06	37,30	16,84	24,48	21,42	1135,69	1758,32	5380,46	28997,23		0,16	
	3	3,06	37,30	16,84	24,48	21,42	1135,69	1758,32	5380,46	28997,23		0,16	
	4	3,06	37,30	16,84	24,48	21,42	1135,69	1758,32	5380,46	28997,23		0,16	
	5	3,06	37,30	16,84	24,48	21,42	1135,69	1758,32	5380,46	28997,23		0,16	
2	1	3,06	37,30	16,84	27,54	24,48	1287,11	1968,42	6023,37	23616,77	4103,66	0,17	0,85
	2	3,06	37,30	16,84	27,54	24,48	1287,11	1968,42	6023,37	23616,77		0,17	
	3	3,06	37,30	16,84	27,54	24,48	1287,11	1968,42	6023,37	23616,77		0,17	
	4	3,06	37,30	16,84	27,54	24,48	1287,11	1968,42	6023,37	23616,77		0,17	
	5	3,06	37,30	16,84	27,54	24,48	1287,11	1968,42	6023,37	23616,77		0,17	
1	1	3,06	59,22	17,07	30,60	27,54	1419,16	1924,45	5888,82	17593,4	3502,00	0,20	1,00
	2	3,06	59,22	17,07	30,60	27,54	1419,16	1924,45	5888,82	17593,4		0,20	
	3	3,06	59,22	17,07	30,60	27,54	1419,16	1924,45	5888,82	17593,4		0,20	
	4	3,06	59,22	17,07	30,60	27,54	1419,16	1924,45	5888,82	17593,4		0,20	
	5	3,06	59,22	17,07	30,60	27,54	1419,16	1924,45	5888,82	17593,4		0,20	
RDC	1	3,06	59,22	17,07	33,66	30,60	1568,54	1972,53	6035,94	11704,58	2763,59	0,24	1,20
	2	3,06	59,22	17,07	33,66	30,60	1568,54	1972,53	6035,94	11704,58		0,24	
	3	3,06	59,22	17,07	33,66	30,60	1568,54	1972,53	6035,94	11704,58		0,24	
	4	3,06	59,22	17,07	33,66	30,60	1568,54	1972,53	6035,94	11704,58		0,24	
	5	3,06	59,22	17,07	33,66	30,60	1568,54	1972,53	6035,94	11704,58		0,24	
sous-sol	1	4,00	44,67	17,07	37,66	33,66	1429,20	1417,16	5668,64	5668,64	1869,83	0,33	1,65
	2	4,00	44,67	17,07	37,66	33,66	1429,20	1417,16	5668,64	5668,64		0,33	
	3	4,00	44,67	17,07	37,66	33,66	1429,20	1417,16	5668,64	5668,64		0,33	
	4	4,00	44,67	17,07	37,66	33,66	1429,20	1417,16	5668,64	5668,64		0,33	
	5	4,00	44,67	17,07	37,66	33,66	1429,20	1417,16	5668,64	5668,64		0,33	

IV-4 Interprétation des résultats**a) Sens longitudinal**

- La moyenne des inerties des portiques = **1,01 m⁴**
- L'inertie des voiles = **2,18 m²**
- Inertie totale (voiles + portique) = **3,19 m²**

Portiques : **31,66%**

Voiles : **68,34%**

b) sens transversal

- La moyenne des inerties des portiques = **0,82 m⁴**
- L'inertie des voiles transversaux = **4,35 m⁴**
- Inertie totale (voiles +portique) = **5,17 m²**

Portiques : **15,86%**

Voiles : **84,14%**

Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude et conformément au RPA, le système de contreventement est de deux types différents :

Sens longitudinal (XX') : le système de contreventement est de type : portiques contreventée

Par des voiles en béton armée R= 4

D'après le RPA (99 modifiée 2003) : **nous adoptons R=4**

V - présentation de l'Etabs et modélisation

V-1 présentation de logiciel

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux et nous augmentons la précision des résultats.

V-1.1 description de logiciel Etabs

Etabs est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- la modélisation de tous types de structure.
- la prise en compte des propriétés des matériaux.
- le calcul et le dimensionnement des éléments.
- l'analyse des effets dynamique et statique.
- la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...et

V-1.2 Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

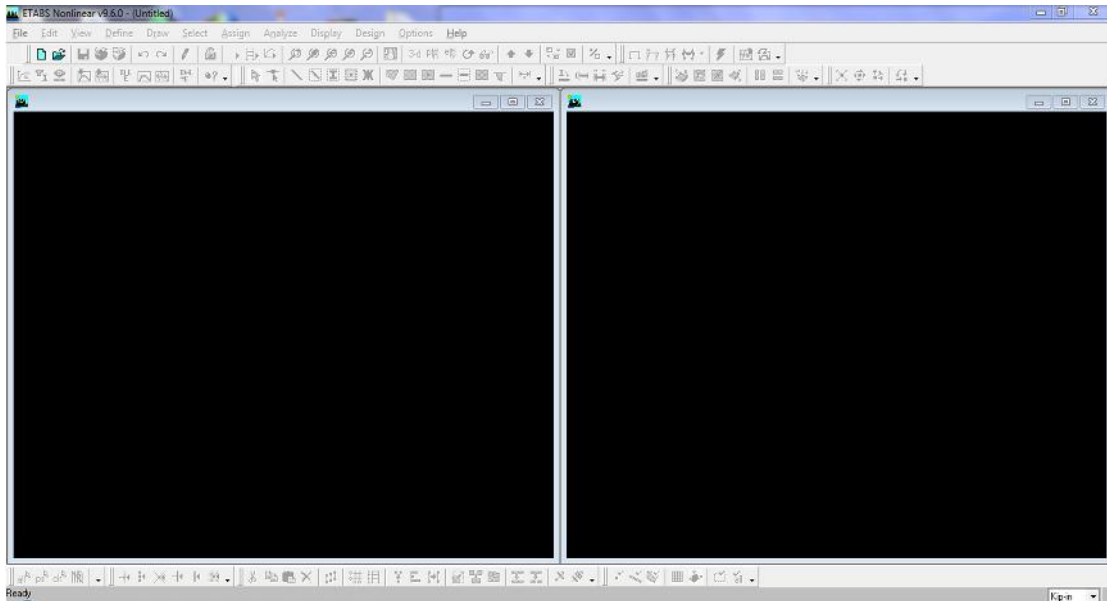
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Etape 01 : Introduction de la géométrie du modèle**a) Manuel d'utilisation de l'ETABS :**

Pour notre travail on a utilisé la version ETABS v9.6.0

Pour lancer l'application on clique sur l'icône ETABS, ou on passe par

Démarrer > programme > ETABS



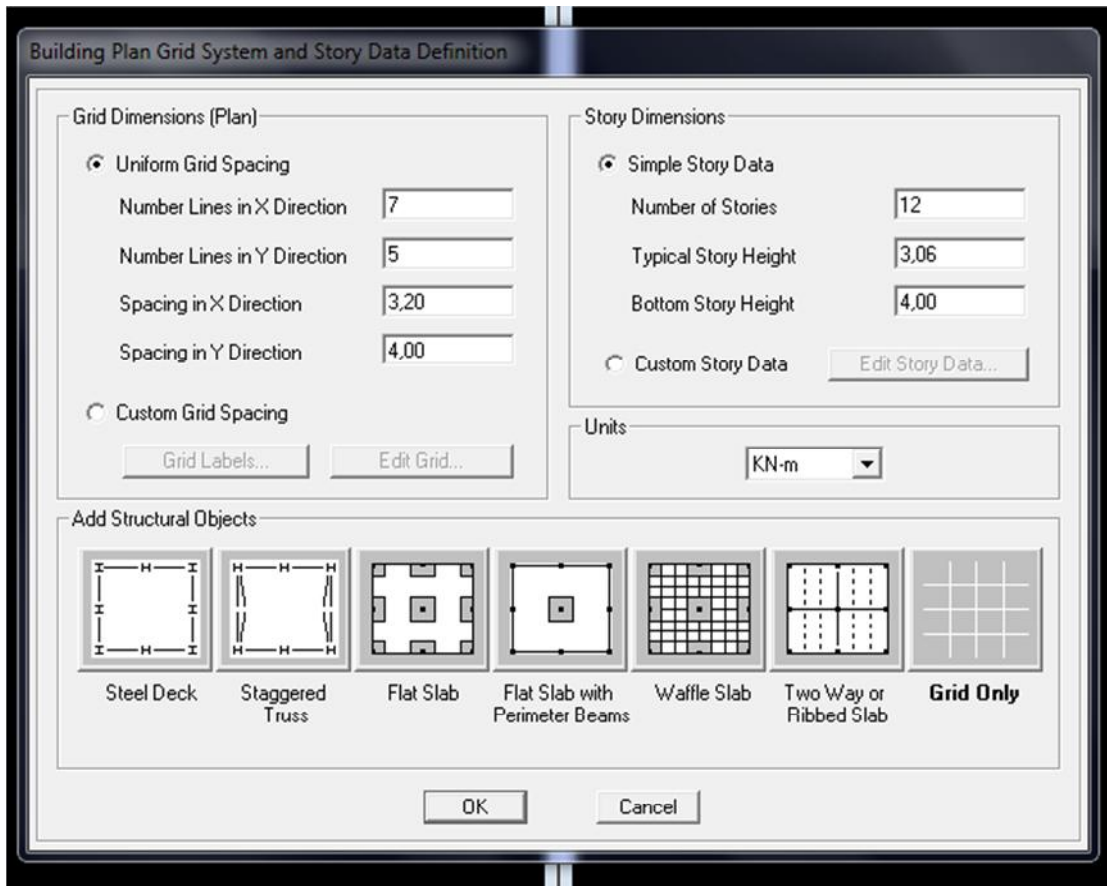
b) Choix des unités : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'Etabs, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



c) Géométrie de base : on clique sur :

File > New model > No

Une boîte de dialogue qui s'affiche

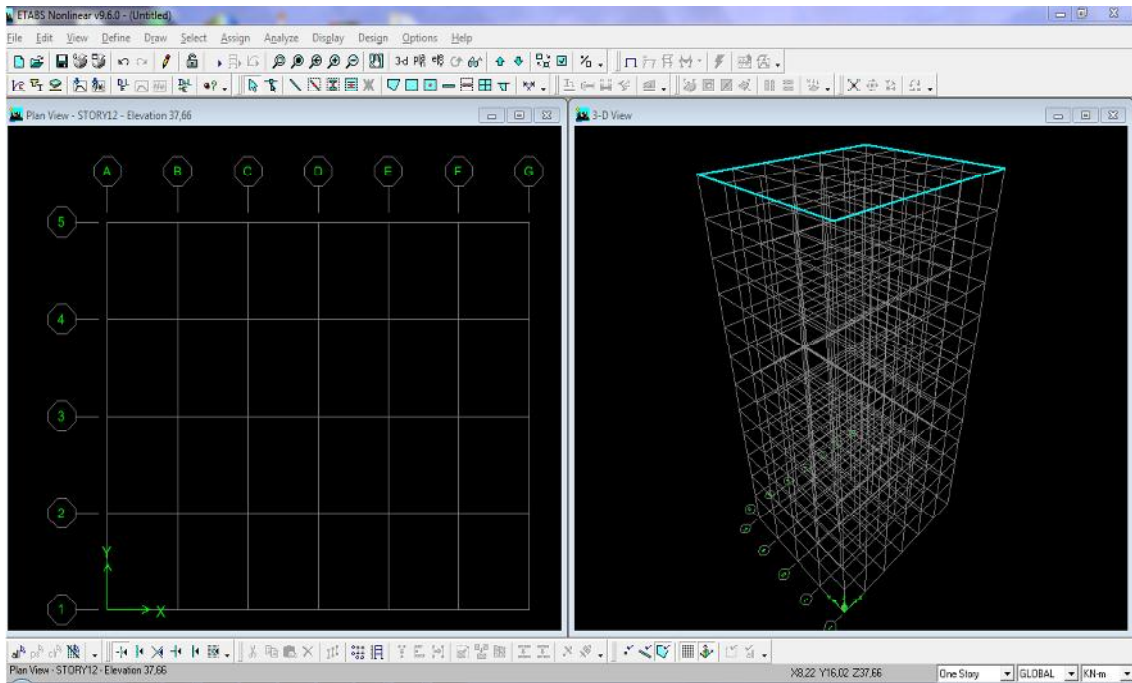


Cette opération permet d'introduire:

- ✓ le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ les hauteurs des différents étages (hauteur du sous sol et hauteur d'étage courant).
- ✓ le nombre d'étages.
- ✓ les longueurs des travées.

Remarque : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

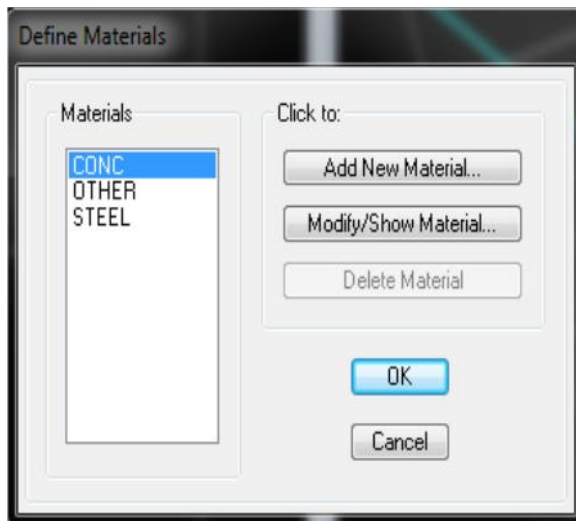
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



Etape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

Define > Material properties > Add New Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

The image displays two screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software, showing the configuration for two different materials.

Top Screenshot (Material Name: AUTRE):

- Material Name:** AUTRE
- Display Color:** Blue
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Concrete
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0,
 - Weight per unit Volume: 0,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: []

Bottom Screenshot (Material Name: BETON25):

- Material Name:** BETON25
- Display Color:** Cyan
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Concrete
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2,5
 - Weight per unit Volume: 25,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: []

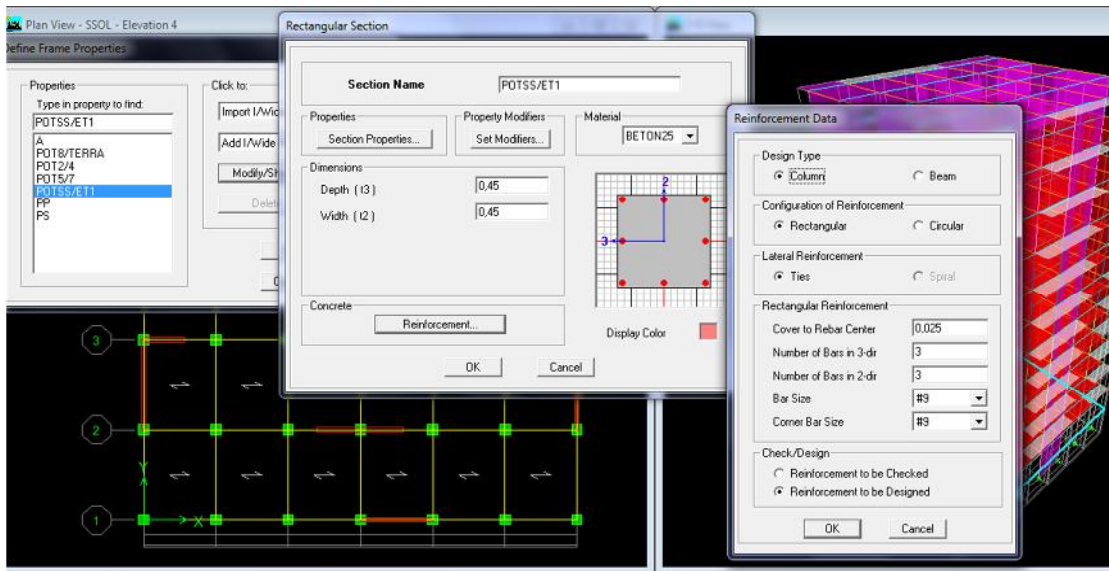
Etape 03 : Spécification des propriétés géométriques des éléments

Cette étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments barres et les éléments surfaciques.

On commence à définir les sections des poteaux :

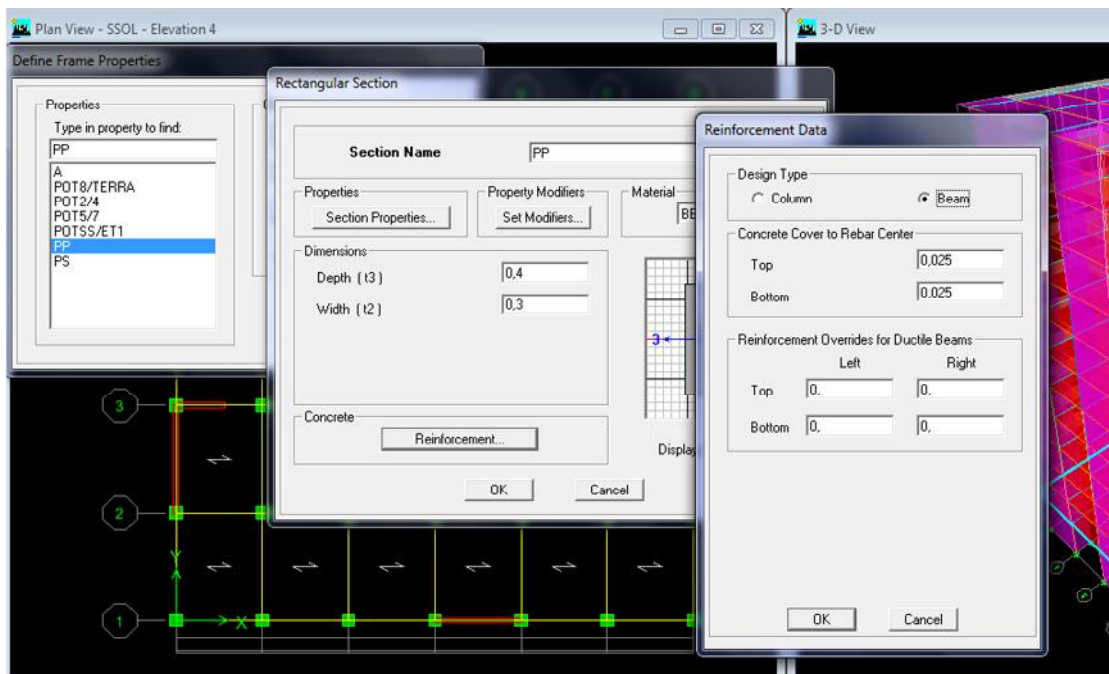
Exemple: poteaux de section (40x40)

Define > Frame sections > Add rectangular



On procède de la même manière pour définir les caractéristiques géométrique des poutres (PP et PS)

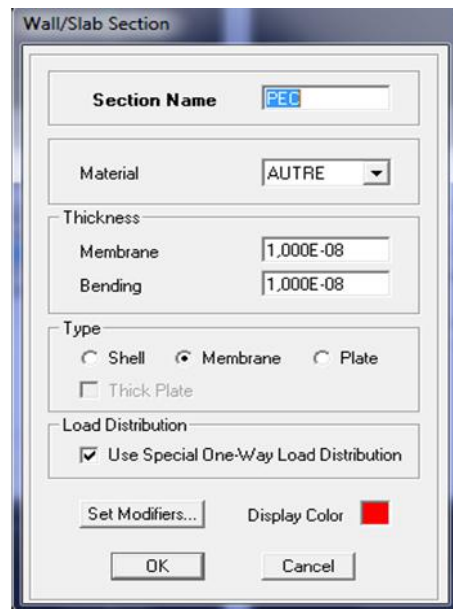
Exemple : poutre principal (40x30)



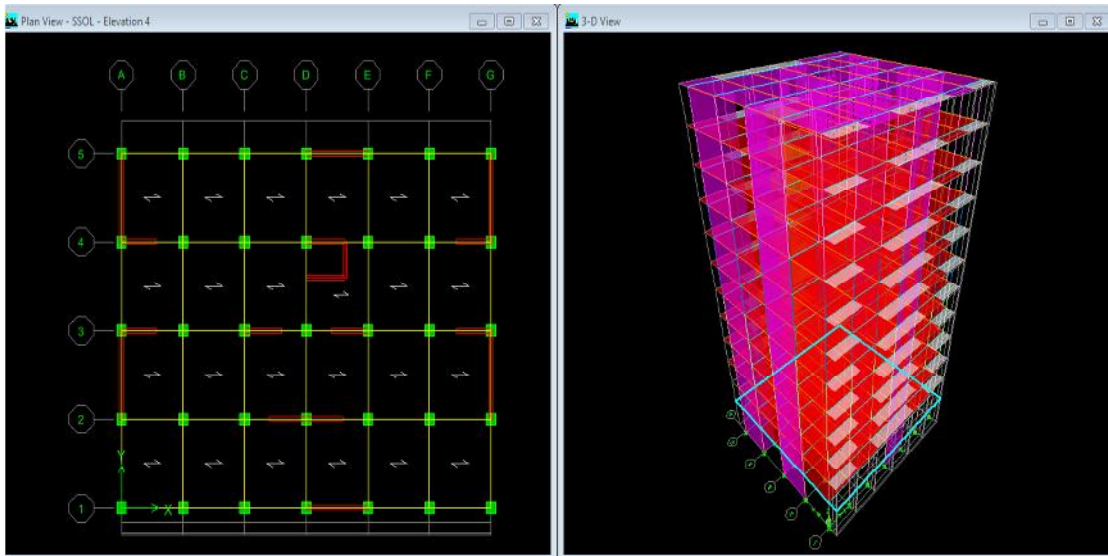
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments surfaciques: planchers corps creux (PEC), dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

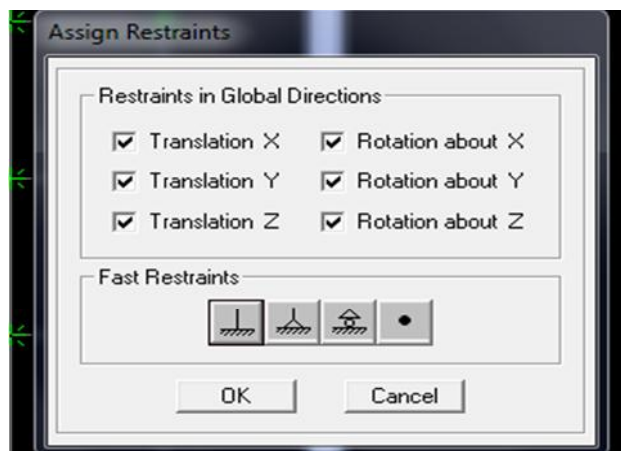
Define > Area sections > Add New Section



- **Dessin des éléments de la structure :**
 - a) Les poteaux :
Draw > Draw ligne objects > create columns in region or at clicks
 - b) Les poutres :
Draw > Draw ligne objects > create lines in region or at clicks
 - c) Les voiles :
Draw > Draw area objects > create walles in region or at click (plan)
 - d) Les dalles pleines et PEC :
Draw > Daw area objects > create areas at click (plan, elv)



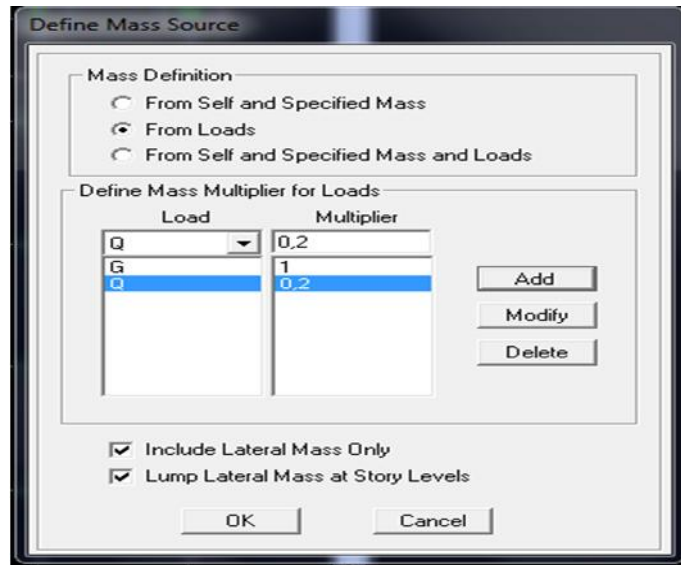
Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

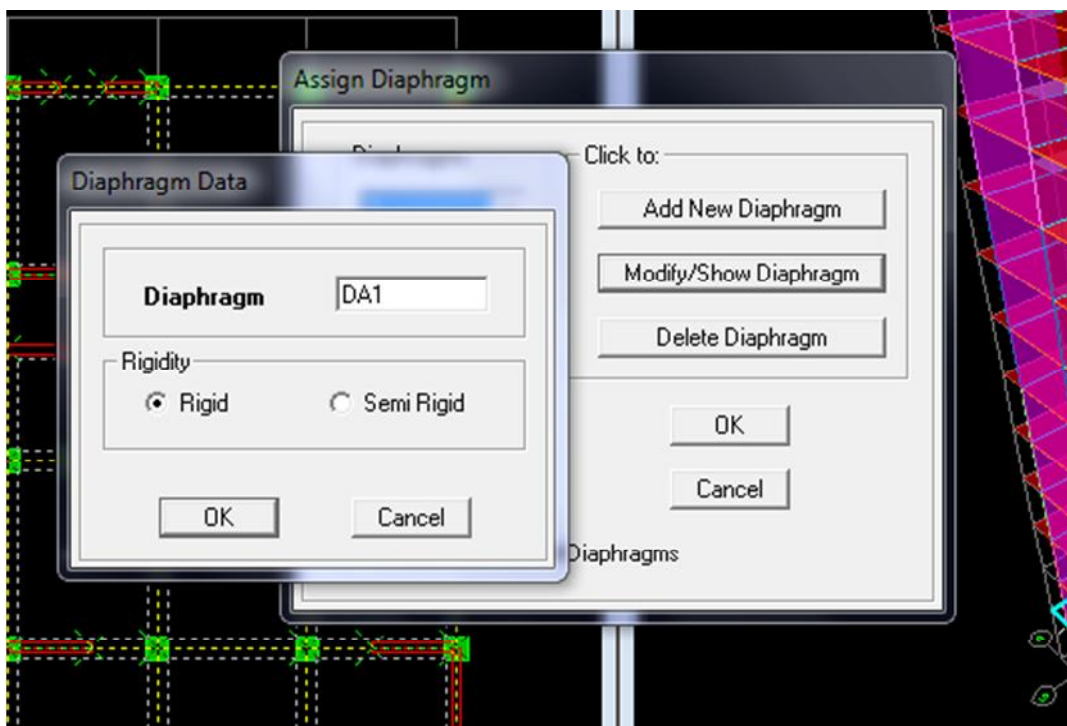
- **Mass source :**

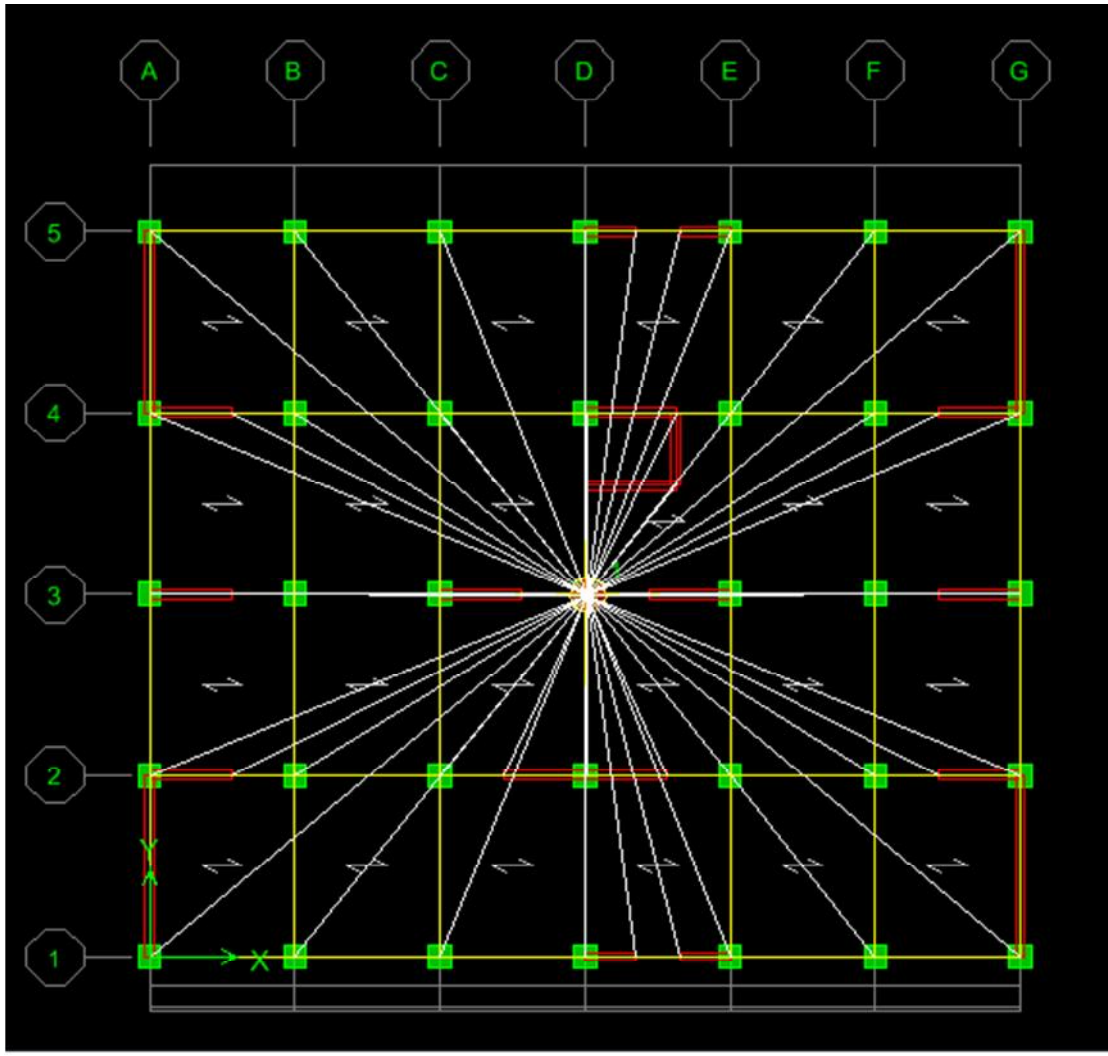
Define > Masse source > from loads



- **Diaphragme** : Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Noeuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les noeuds du même plancher à leurs noeuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage : **Assign > Joint/Point > Diaphragms > add new diaphragm > DA1 > OK**





Etape04 : Définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

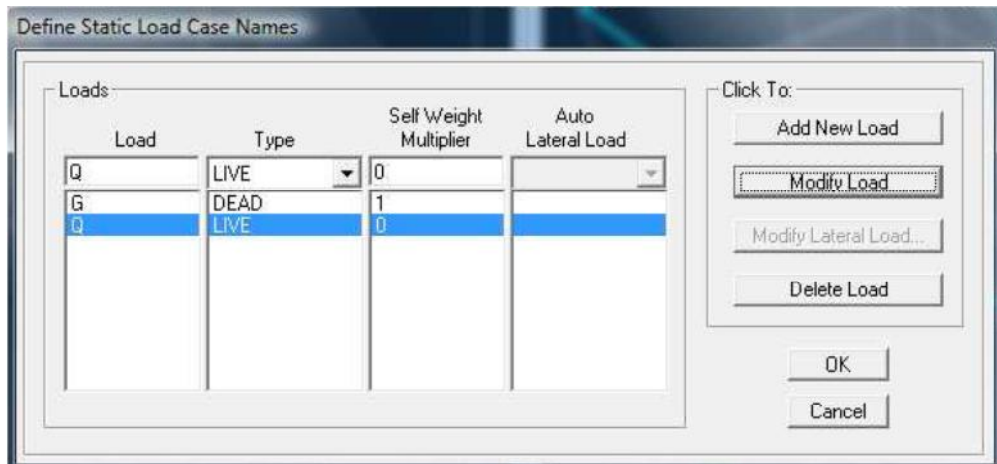
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) :

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name(Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



Etape05 : Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign > Areas loads > uniform**

Etape06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

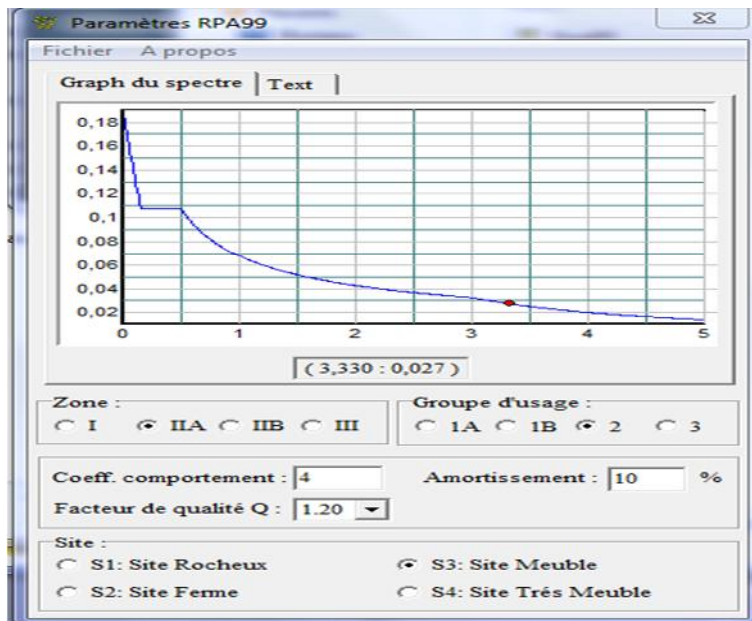
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T. Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de Contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V2003 on prend **R=4** ; **Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.**

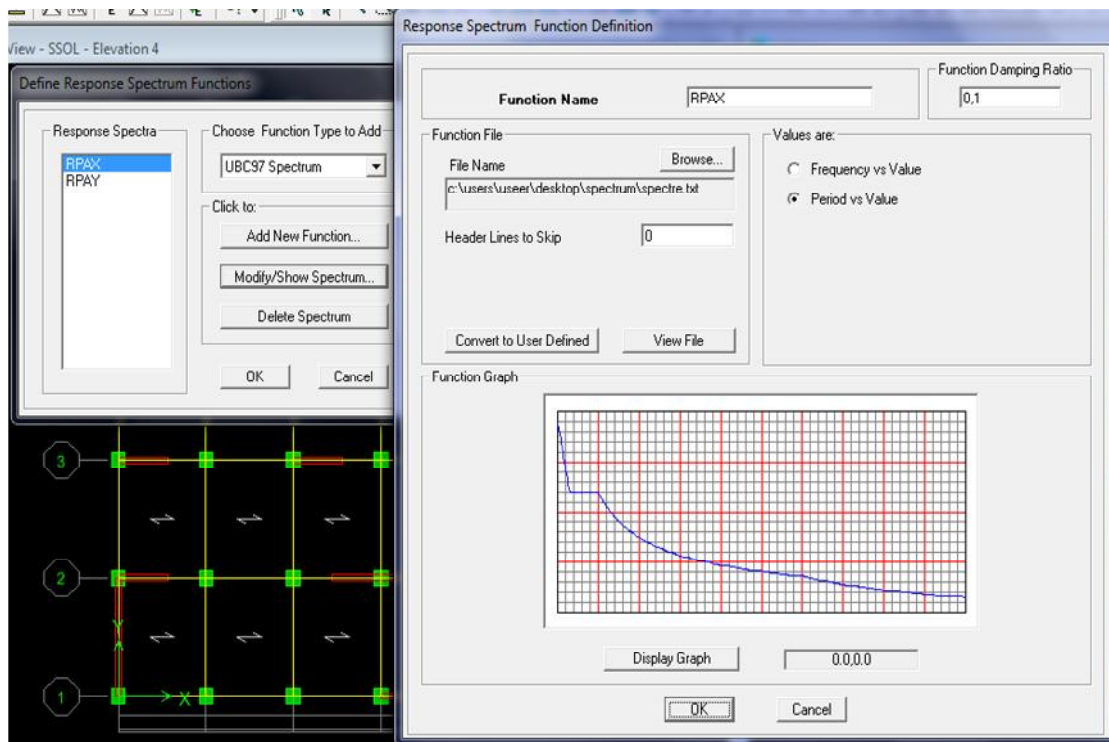
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{6} P_q + 1$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q

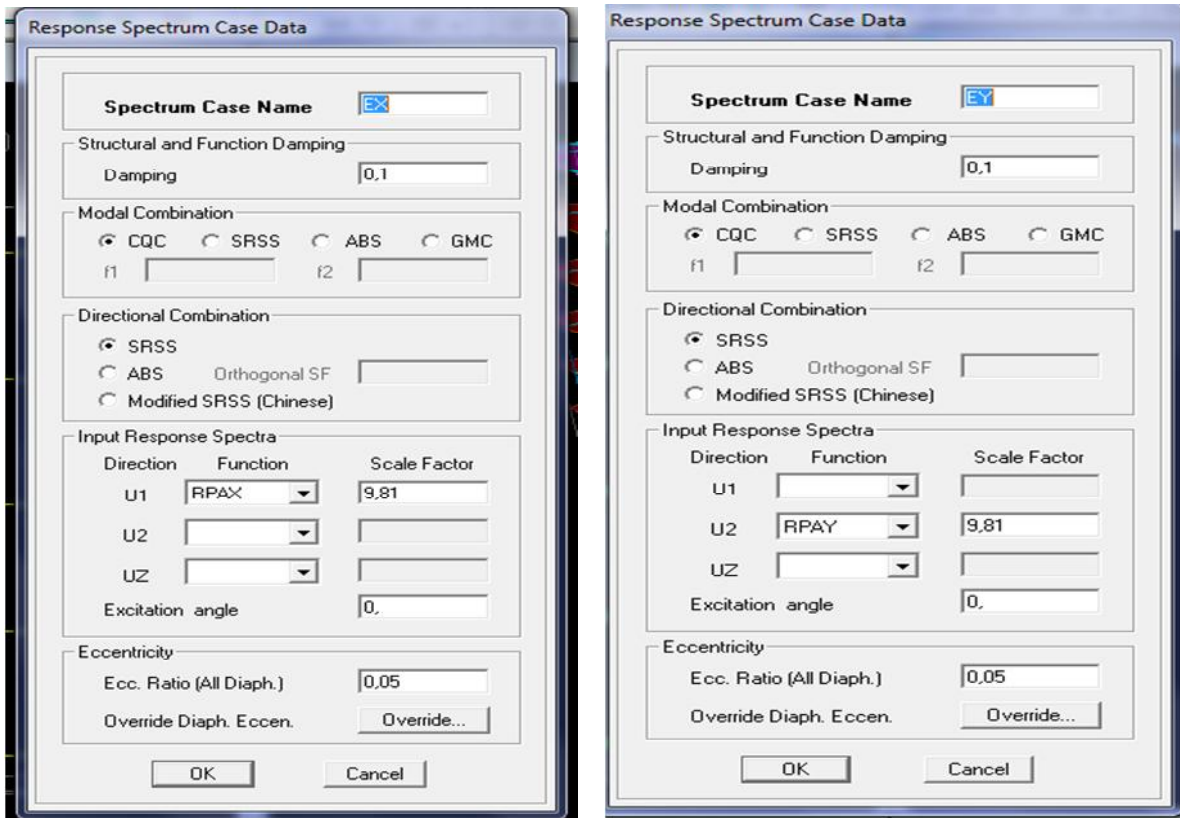


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define** > **Response Spectrum Function** > **Spectrum from file**



Etape 07 : Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** > **Response Spectrum cases** > **Add New Spectrum**



Etape08 : Introduction des combinaisons d'actions

Combinaisons aux états limites:

ELU: 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

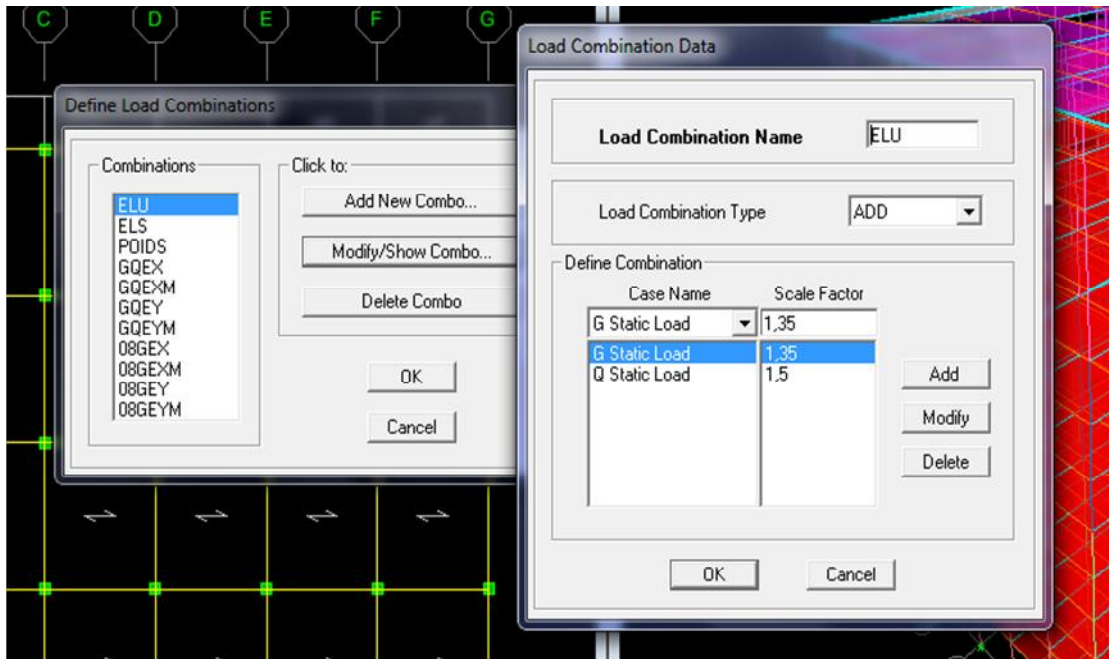
Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: G+Q+E

08GE: 0.8G+E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define > Load**

Combinaisons > Add New Combo



Etape 09 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze > Run Analysis**

➤ Visualisation des résultats

Déformée de la structure : on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**

Déplacements : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Show tables** puis on coche **Displacement**

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :

Show tables > Base Reactions > Select Cases/comb E

VI Les vérifications exigées par RPA :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

VI-1 Vérification de la période empirique T

a) Calcul de la période empirique

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique $T = Ct h_N^{3/4}$

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

CT : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour : hN = 37,66 m et CT = 0.05 nous obtenons : $0,05 \times (37,66)^{3/4} = 0,76$

b) Valeur de T trouvé par ETABS

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,920954	68,0267	2,5964	0,0000	68,0267	2,5964	0,0000	3,7357
	2	0,904728	2,7104	65,9902	0,0000	70,7371	68,5865	0,0000	94,5664
	3	0,738460	0,0005	0,0285	0,0000	70,7377	68,6150	0,0000	0,0404
	4	0,254220	16,0630	0,0000	0,0000	86,8007	68,6150	0,0000	0,0002
	5	0,218046	0,0001	18,4267	0,0000	86,8008	87,0418	0,0000	1,3168
	6	0,178621	0,0015	0,0136	0,0000	86,8022	87,0553	0,0000	0,0010
	7	0,115249	5,8766	0,0002	0,0000	92,6788	87,0555	0,0000	0,0000
	8	0,093825	0,0005	6,7105	0,0000	92,6793	93,7660	0,0000	0,2709
	9	0,076588	0,0050	0,0061	0,0000	92,6843	93,7721	0,0000	0,0002
	10	0,067076	2,9638	0,0001	0,0000	95,6481	93,7722	0,0000	0,0000
	11	0,055044	0,0002	3,0652	0,0000	95,6483	96,8374	0,0000	0,0451
	12	0,044970	1,0465	0,0017	0,0000	96,6948	96,8391	0,0000	0,0000

Tabl VI.1 : Résultats de la période donnée par ETABS.

Tetabs = 0,920 < 0,76 x 1,3 = 0,988 s.

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3ème mode.

VI-2 Le pourcentage de participation de la masse modale

Sens X-X : 92,6788 % au 7ème mode.

Sens Y-Y : 93,7660 % au 8ème mode.

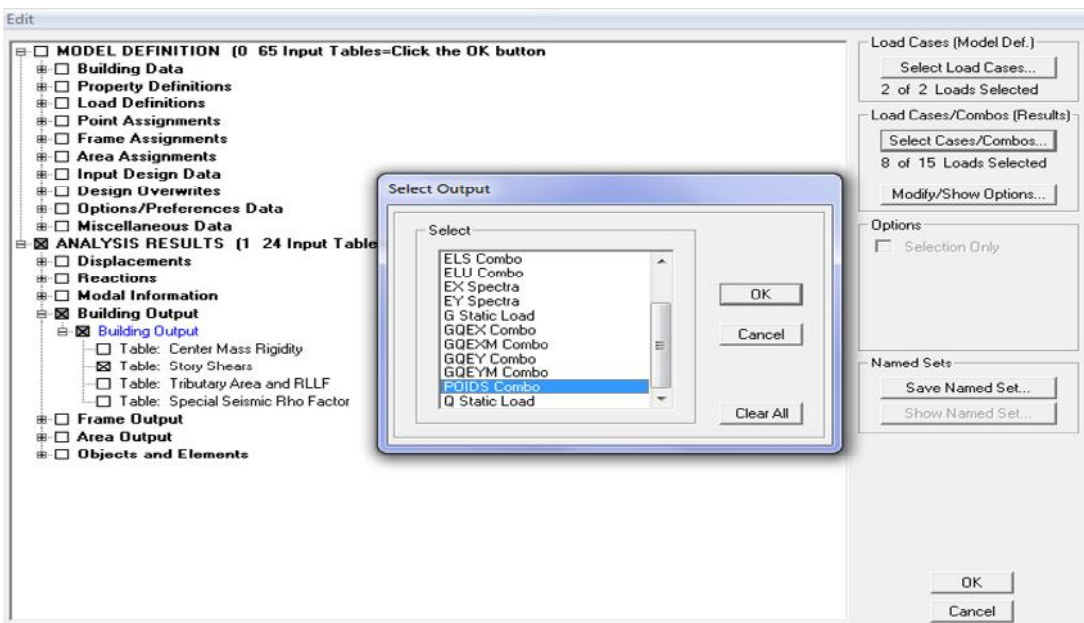
La somme de la masse modale au 8ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,920954	68,0267	2,5964	0,0000	68,0267	2,5964	0,0000	3,7357
	2	0,904728	2,7104	65,9902	0,0000	70,7371	68,5865	0,0000	94,5664
	3	0,738460	0,0005	0,0285	0,0000	70,7377	68,6150	0,0000	0,0404
	4	0,254220	16,0630	0,0000	0,0000	86,8007	68,6150	0,0000	0,0002
	5	0,218046	0,0001	18,4267	0,0000	86,8008	87,0418	0,0000	1,3168
	6	0,178621	0,0015	0,0136	0,0000	86,8022	87,0553	0,0000	0,0010
	7	0,115249	5,8766	0,0002	0,0000	92,6788	87,0555	0,0000	0,0000
	8	0,093825	0,0005	6,7105	0,0000	92,6793	93,7660	0,0000	0,2709
	9	0,076588	0,0050	0,0061	0,0000	92,6843	93,7721	0,0000	0,0002
	10	0,067076	2,9638	0,0001	0,0000	95,6481	93,7722	0,0000	0,0000
	11	0,055044	0,0002	3,0652	0,0000	95,6483	96,8374	0,0000	0,0451
	12	0,044970	1,0465	0,0017	0,0000	96,6948	96,8391	0,0000	0,0000

Tab VI.2: Résultats de la masse participante donnée par ETABS

➤ Poids propre

Display > show table > select cases/comb > POIDS comb > building output > building Output > story shear



Story	Load	Loc	P
TERRASSE	POIDS	Bottom	3881,59
ET9	POIDS	Bottom	7615,05
ET8	POIDS	Bottom	11339,73
ET7	POIDS	Bottom	15151,42
ET6	POIDS	Bottom	18963,11
ET5	POIDS	Bottom	22774,81
ET4	POIDS	Bottom	26686,91
ET3	POIDS	Bottom	30599
ET2	POIDS	Bottom	34511,1
ET1	POIDS	Bottom	38537
RDC	POIDS	Bottom	42414,67
SSOL	POIDS	Bottom	46528,13

Tab VI.3 : résultat de poids propre de la structure donné par l'Excel.

A l'aide de logiciel Excel on aura $W_t = 46528,13$ KN.

VI-3 L'excentricité

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display > show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS > building output

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
SSOL	1	388,8644	388,8644	9,675	8,203	388,8644	388,8644	9,675
RDC	2	384,2687	384,2687	9,650	7,903	384,2687	384,2687	9,650
ET1	3	394,8129	394,8129	9,646	8,282	394,8129	394,8129	9,646
ET2	4	389,8408	389,8408	9,647	8,285	389,8408	389,8408	9,647
ET3	5	389,8408	389,8408	9,647	8,285	389,8408	389,8408	9,647
ET4	6	384,7216	384,7216	9,647	8,289	384,7216	384,7216	9,647
ET6	8	380,4321	380,4321	9,648	8,292	380,4321	380,4321	9,648
ET5	8	380,4321	380,4321	9,648	8,292	760,8641	760,8641	9,648
ET7	9	375,9953	375,9953	9,648	8,296	375,9953	375,9953	9,648
ET8	10	372,3884	372,3884	9,649	8,299	372,3884	372,3884	9,649
ET9	11	373,2851	373,2851	9,646	8,304	373,2851	373,2851	9,646
TERRASSE	12	344,2233	344,2233	9,635	8,185	344,2233	344,2233	9,635

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.)

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x

Story	XCM	XCR	XCM - XCR	0,05Lx	XCM-XCR<0,05Lx
SSOL	9,675	9,76	-0,085	0,9825	CV
RDC	9,65	9,75	-0,1	0,9825	CV
ET1	9,646	9,742	-0,096	0,9825	CV
ET2	9,647	9,736	-0,089	0,9825	CV
ET3	9,647	9,731	-0,084	0,9825	CV
ET4	9,647	9,728	-0,081	0,9825	CV
ET5	9,648	9,724	-0,076	0,9825	CV
ET6	9,648	9,725	-0,077	0,9825	CV
ET7	9,648	9,723	-0,075	0,9825	CV
ET8	9,649	9,723	-0,074	0,9825	CV
ET9	9,646	9,723	-0,077	0,9825	CV
TERRASSE	9,635	9,724	-0,089	0,9825	CV

Tab VI.4 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

Sens y-y :

Story	YCM	YCR	YCM -YCR	0,05Ly	YCM-YCR<0,05LY
SSOL	8,203	8,327	-0,124	0,8225	CV
RDC	7,903	8,276	-0,373	0,8225	CV
ET1	8,282	8,265	0,017	0,8225	CV
ET2	8,285	8,265	0,02	0,8225	CV
ET3	8,285	8,27	0,015	0,8225	CV
ET4	8,289	8,276	0,013	0,8225	CV
ET5	8,292	8,291	0,001	0,8225	CV
ET6	8,292	8,283	0,009	0,8225	CV
ET7	8,296	8,297	-0,001	0,8225	CV
ET8	8,299	8,303	-0,004	0,8225	CV
ET9	8,304	8,306	-0,002	0,8225	CV
TERRASSE	8,185	8,305	-0,12	0,8225	CV

Tab VI.5 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

VI-4 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

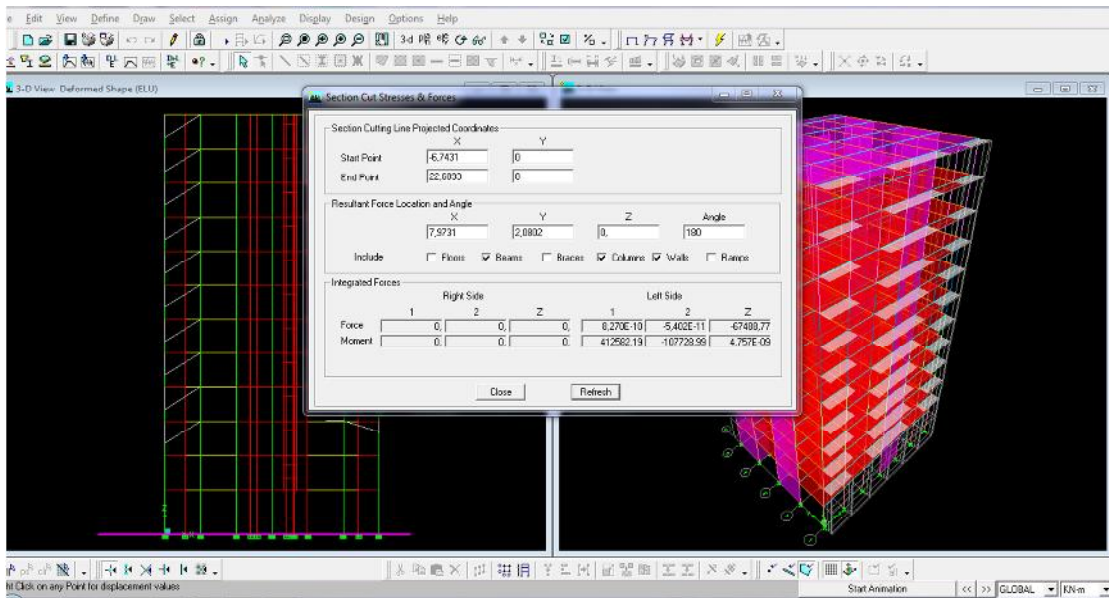
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display > show Deformed shape > Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

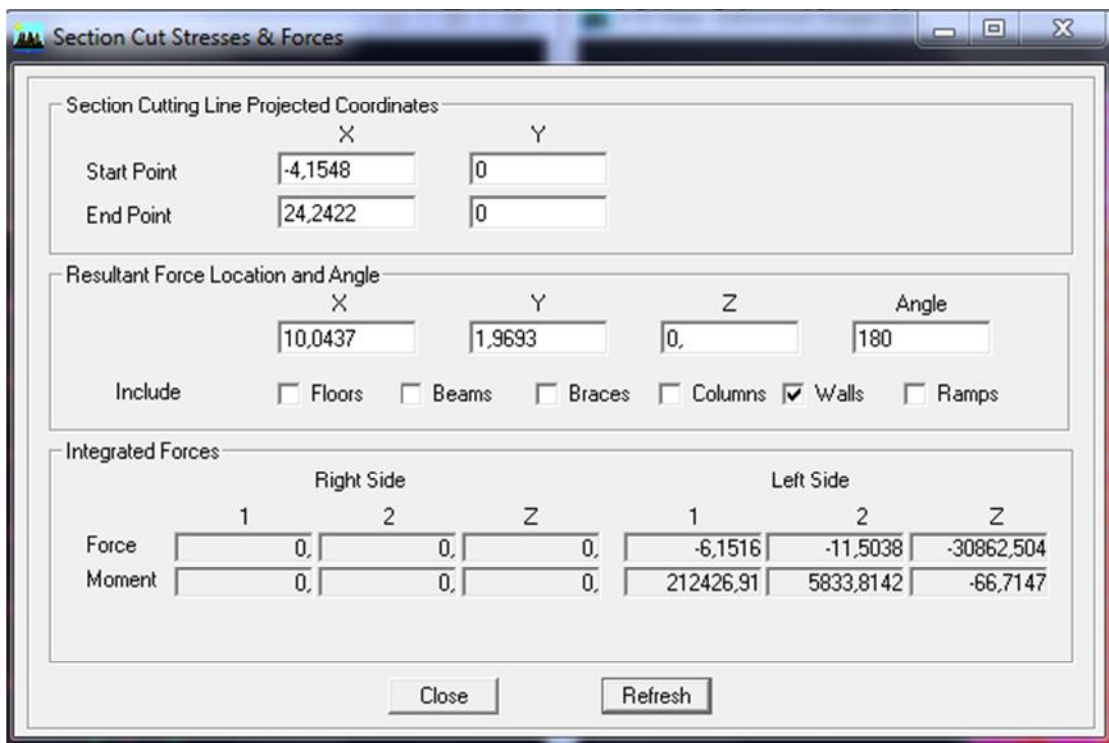
Draw > Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

➤ **Récapitulatif des résultats**

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2724,2565	100	2537,1652	93,13
Sens Ey	2734,7263	100	2575,8255	94,19
ELU	67470,11	100	30862,504	45,74

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts horizontaux sont repris par les voiles et la majorité des efforts verticaux sont repris par les portiques.

D'après l'article 3.4.2 du RPA qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure c'est un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Selon RPA ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques ; dans ce dernier les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Alors on prend le coefficient de comportement **R=3,5**.

VI-5 L'effort tranchant à la base

D'après RPA 99 modifié 2003 La résultante des forces sismiques à la base $V_{logiciel}$, 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_{mse} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{logiciel} > 0,8 V_{mse}$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = \frac{1}{6} P_q + 1$

Critère q	Observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0,5
2. redondance en plan.	NON	0,5
3. régularité en plan.	NON	0,5
4. régularité en élévation.	NON	0,5
5-contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1,2		

Tab VI.6 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2,5 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

$$T_2 = 0,5s (S3) < T = 0,988s < 3s$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad 0,7$$

$$\xi = 10 \% \quad \longrightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \quad 0,7$$

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min (C_T h_n^{3/4} ; \frac{0,09 h_n}{\bar{L}})$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C_T = 0,05 (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens x-x : $L_x = 19,65m$

$$T = 0,05 \times 37,66^{3/4} = 0,760 \text{ s}$$

$$T = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt[3]{19,65}} = 0,764 \text{ s}$$

$$T = \min (0,760 ; 0,764) = 0,760 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad D_x = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,43$$

Sens y-y : $L_y = 16,45m$

$$T = 0,05 \times 37,66^{3/4} = 0,760 \text{ s}$$

$$T = \frac{0,09 \times 37,66}{\sqrt[3]{16,45}} = 0,835 \text{ s}$$

$$T = \min (0,835 ; 0,760) = 0,760 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad D_y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,76}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,43$$

	Sens x-x :	Sens y-y :
A	0,15	0,15
R	4	4
Q	1,2	1,2
D	1,43	1,43
W	46528,13 KN	46528,13 KN

$$V = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,2}{4} \times 46528,13 = 3421,8116 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant à la base :

Sens	V _{calculé} (KN)	0,8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	2994,08	2395,27	2479,30	CV
y-y	2994,08	2395,27	2481,98	CV

VI-6 Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques ($\delta_{ek} = \frac{F_{ij}}{R_{ij}}$)

R_{ij} : Rigidité totale (voiles + portiques) du niveau.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

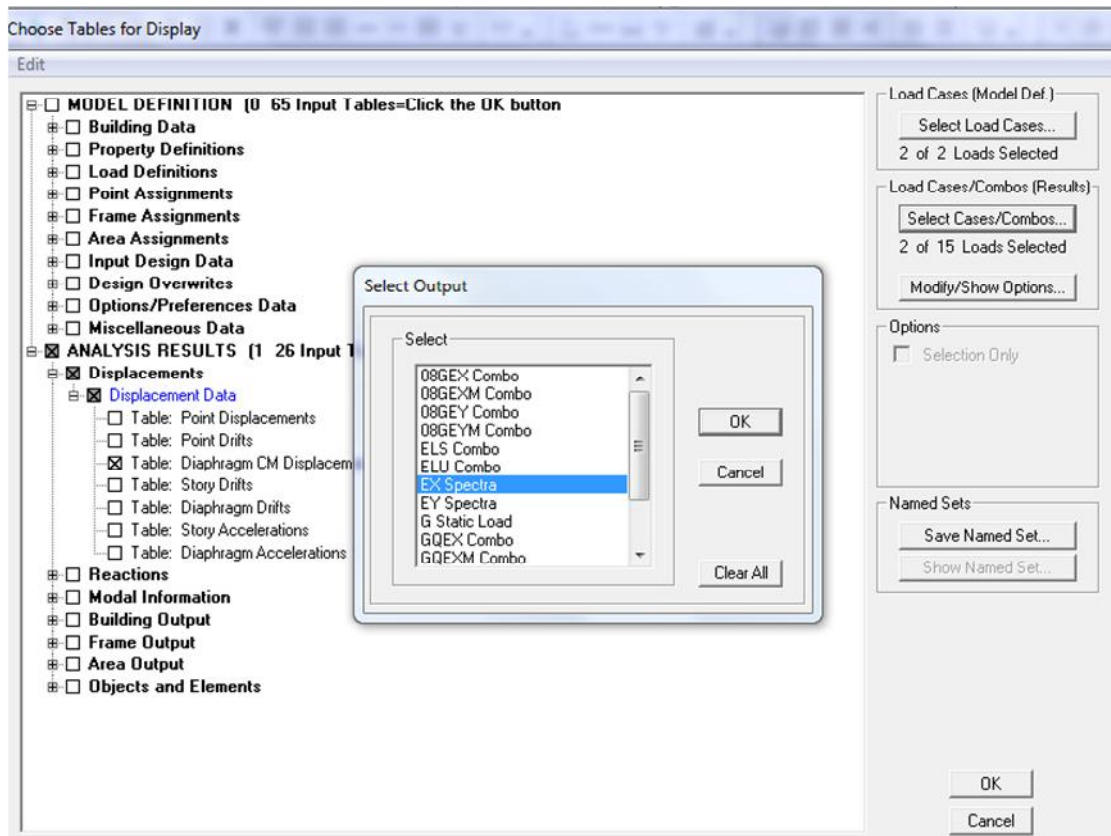
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

• Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display > show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS > Displacement Data > table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... on choisit la combinaison EX Spectra > 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	12	EX	0,0250	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00031
	ET9	11	EX	0,0229	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00028
	ET8	10	EX	0,0207	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	ET7	9	EX	0,0184	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
	ET6	8	EX	0,0160	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ET5	8	EX	0,0135	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ET4	6	EX	0,0110	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	ET3	5	EX	0,0086	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ET2	4	EX	0,0063	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET1	3	EX	0,0041	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	RDC	2	EX	0,0023	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	SSOL	1	EX	0,0008	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos... > 2 fois sur **OK**

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Story	Diaphragme	δx	δy	Δkx	Δky	1%He	Conclusion
TERRASSE	12	0,025	0,0248	0,0043	0,0024	0,0306	CV
ET9	11	0,0229	0,0224	0,0045	0,0024	0,0306	CV
ET8	10	0,0207	0,02	0,0047	0,0025	0,0306	CV
ET7	9	0,0184	0,0175	0,0049	0,0025	0,0306	CV
ET6	8	0,016	0,015	0,005	0,0026	0,0306	CV
ET5	7	0,0135	0,0124	0,0049	0,0024	0,0306	CV
ET4	6	0,011	0,01	0,0047	0,0024	0,0306	CV
ET3	5	0,0086	0,0076	0,0045	0,0021	0,0306	CV
ET2	4	0,0063	0,0055	0,004	0,002	0,0306	CV
ET1	3	0,0041	0,0035	0,0033	0,0016	0,0306	CV
RDC	2	0,0023	0,0019	0,0023	0,0012	0,0306	CV
SSOL	1	0,0008	0,0007	0,0008	0,0007	0,04	CV

TableauVI.7 : Déplacements relatifs des portiques par niveau

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

VI-7 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.

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

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

Avec :

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display > Show Tables > ANALYSIS RESULTS > Frame Output > frame forces > Column forces.

Poteaux	Nd(N)	B×f _{c28} (N)	V	Conclusion
45x45	1009760	5062500	0,22 < 0,3	CV
40x40	357340	4000000	0,10 < 0,3	CV
35x35	84650	3062500	0,03 < 0,3	CV
30x30	17590	2250000	0,008 < 0,3	CV

Tab VI.8 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

VI-8 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \times \delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Tel que :

- **θ_k < 0,10** : les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **0,10 < θ_k < 0,20** : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/(1- θ_k).
- **θ_k > 0,20** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x :

Story	P	Vx	Δ_{kx}	He	Px. Δ_{kx}	Vx. He	\square_x	$\Theta_x < 0,1$
TERRASSE	3881,59	524,34	0,0043	3,06	16,690837	1604,4804	0,01040264	CV
ET9	7615,05	951,08	0,0045	3,06	34,267725	2910,3048	0,01177462	CV
ET8	11339,73	1287,33	0,0047	3,06	53,296731	3939,2298	0,01352973	CV
ET7	15151,42	1573,74	0,0049	3,06	74,241958	4815,6444	0,01541683	CV
ET6	18963,11	1822,81	0,005	3,06	94,81555	5577,7986	0,01699874	CV
ET5	22774,81	2039,84	0,0049	3,06	111,596569	6241,9104	0,01787859	CV
ET4	26686,91	2235,31	0,0047	3,06	125,428477	6840,0486	0,01833737	CV
ET3	30599	2411,43	0,0045	3,06	137,6955	7378,9758	0,01866052	CV
ET2	34511,1	2560,95	0,004	3,06	138,0444	7836,507	0,01761555	CV
ET1	38537	2684,65	0,0033	3,06	127,1721	8215,029	0,01548042	CV
RDC	42414,67	2775,71	0,0023	3,06	97,553741	8493,6726	0,01148546	CV
SSOL	46528,13	2821,96	0,0008	4	37,222504	11287,84	0,00329758	CV

Tab VI.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens x-x.

Sens y-y :

Story	P	VY	Δky	He	Py. Δky	Vy.He	$\square y$	$\Theta y < 0,1$
TERRASSE	3881,59	545,96	0,0024	3,06	9,315816	1670,6376	0,0055762	CV
ET9	7615,05	979,89	0,0024	3,06	18,27612	2998,4634	0,00609516	CV
ET8	11339,73	1307,7	0,0025	3,06	28,349325	4001,562	0,00708456	CV
ET7	15151,42	1582,63	0,0025	3,06	37,87855	4842,8478	0,00782154	CV
ET6	18963,11	1822,28	0,0026	3,06	49,304086	5576,1768	0,00884192	CV
ET5	22774,81	2030,4	0,0024	3,06	54,659544	6213,024	0,00879757	CV
ET4	26686,91	2219,49	0,0024	3,06	64,048584	6791,6394	0,0094305	CV
ET3	30599	2390,82	0,0021	3,06	64,2579	7315,9092	0,00878331	CV
ET2	34511,1	2537,46	0,002	3,06	69,0222	7764,6276	0,00888931	CV
ET1	38537	2664,37	0,0016	3,06	61,6592	8152,9722	0,00756279	CV
RDC	42414,67	2763,86	0,0012	3,06	50,897604	8457,4116	0,00601811	CV
SSOL	46528,13	2820,67	0,0007	4	32,569691	11282,68	0,0028867	CV

TabVI.10: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens y-y.

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'excentricité.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

Le ferraillage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

- Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

VII-1 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Pour le ferraillage des poteaux on adopte le même ferraillage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

Zone 1 : du sous sol au premier étage [poteaux (45 x 45)]

Zone 2 : du deuxième au quatrième étage [poteaux (40 x 40)]

Zone 3 : du cinquième au septième étage [poteaux (35 x 35)]

Zone 4 : du septième au dernier niveau [poteaux (30 x 30)]

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0,8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

VII-1.1 Recommandations du RPA

Armatures longitudinales : (RPA Art.7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone III).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0,8%** de la section du béton (**0,8% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0,8% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (45x45)	16,2	81	121,5
Poteaux (40x40)	12,8	64	96
Poteaux (35x35)	9,8	49	73,5
Poteaux (30x30)	7,2	36	54

Tableau VII.1 : la section minimal et maximal d'armature.

VII-1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

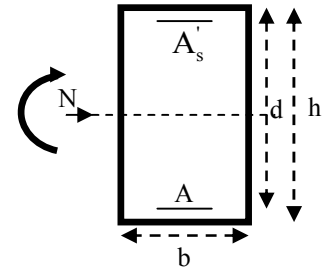
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' > 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$

$$M = M_f - M_r$$

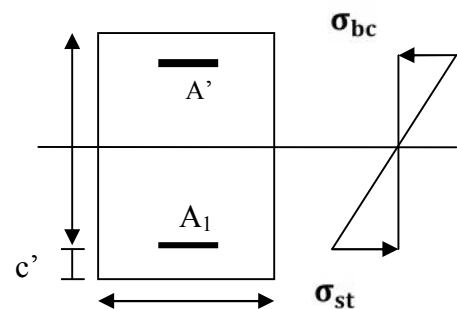
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$



b) Section entièrement comprimée (SEC) :

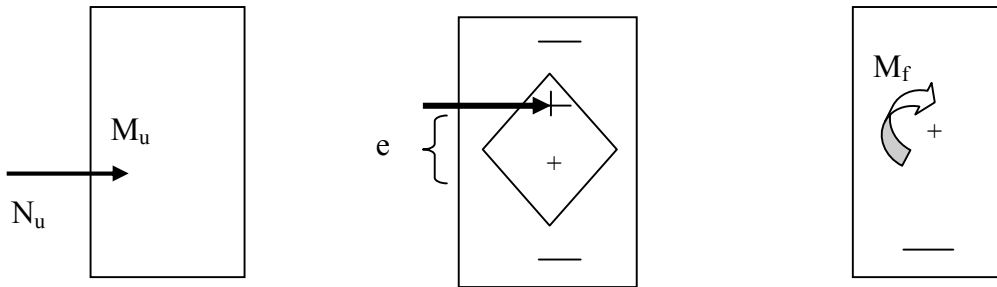
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d-c') - M_f > (0.337h - 0.81\frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



➤ **1er cas :**

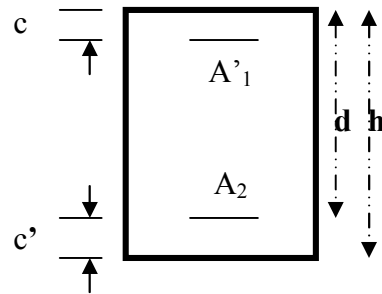
Si $N_u(d-c') - M_f > (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f(d-0.5h) bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$



➤ **2^{eme} cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est simplement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

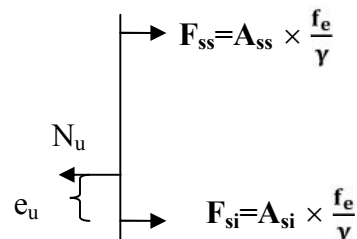
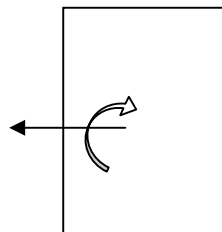
avec :

$$\square = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferraillage des poteaux

niveau	poteau	N	M	OBS	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC, SS et 1 ^{er}	45x45	N _{min} =851,85	M _{cor} = 2,416	SEC	0	0	16,2	4HA20+ 4HA16	20,61
		N _{max} = 1678,04	M _{cor} = 0,651	SEC	0	0			
		N _{cor} =397,29	M _{max} =72,378	SEC	0	0			
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40x40	N _{min} =290,11	M _{cor} =9,475	SEC	0	0	12,8	4HA16+ 4HA14	14,20
		N _{max} =1163,14	M _{cor} =4,126	SEC	0	0			
		N _{cor} =261,21	M _{max} =77,787	SPC	0	2,91			
5 ^{ème} , 6 ^{ème} 7 ^{ème} et	35x35	N _{min} =60,95	M _{cor} =9,692	SEC	0	0	9,8	8HA14	12,32
		N _{max} =740,92	M _{cor} = -3,739	SEC	0	0			
		N _{cor} =153,29	M _{max} = 64,826	SPC	0	4,26			
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	30x30	N _{min} =13,06	M _{cor} =6,543	SPC	0	0,5	7,2	4HA14+ 4HA12	10,68
		N _{max} =367,82	M _{cor} =13,331	SEC	0	0			
		N _{cor} =31,03	M _{max} =45,238	SPC	0	4,83			

Tableau VII.2 : ferraillage des poteaux.

VII-1.4 Vérifications à l'ELU**Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$s_t = \frac{A_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad s_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

s_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 10.
Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales (Art A.8.1.3/ BAEL91 modifiée 99)

$$S_t = \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t = \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t = \mathbf{18\text{cm}} \quad \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone courante :

$$S_t = 15\phi_1^{\min} = 15 \times 1,2$$

$$S_t = \mathbf{18\text{cm}}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = \mathbf{15\text{cm}}$$

➤ En zone nodal :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = \mathbf{10\text{cm}}$$

Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 20 mm $L_r = 40\phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (50 x 50)**

✓ **Sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,00}{0,45} = 5,66 > 5$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

✓ **RDC et étage 1 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 < 5$$

$\rho_a = 3,75 \rightarrow$ Interpolation $\frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0015\%$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 10 \times 45 = 0,675 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 15 \times 45 = 1,01 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (40 x40)**

✓ **Etage 2,3 et 4 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,40 < 5$$

• Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

• Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (35 x35)**

✓ **Etage 5, 6 et 7 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (30 x30)**

✓ **Etage 9,10 ,11 et 12 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,30} = 7,21 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd}$ $\bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	τ̄_{bu}	condition
45x45	4	45	42	48,13	5,66	0,075	0,25	1,875	CV
	3,06	45	42	48,13	4,80	0,04	0,25	1	CV
40x40	3,06	40	37	46,53	5,40	0,075	0,31	1,875	CV
35x35	3,06	35	32	33	6,18	0,075	0,29	1,875	CV
30x30	3,06	30	27	20,16	7,21	0,075	0,24	1,875	CV

Tableau VII.3 : Vérification des contraintes tangentielles.

VII-1.5 Vérifications à l’ELS

a) Vérification des contraintes a l’ELS

La vérification d’une section en béton armé à l’ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d’acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d’une section entièrement comprimée

- On calcul l’air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

- y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- L_C : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_S \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \\ Q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + Lc < h$$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \quad \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	bs (MPa)	ss (MPa)	bi (MPa)	si (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC, SS et 1 ^{er}	$N_{min}=367,99$	$M_{cor}=-0,427$	1,62	24,3	1,67	24,9	15	348	CV
	$N_{max}=1221,22$	$M_{cor}=0,469$	5,48	82,1	5,43	81,5	15	348	CV
	$N_{cor}=602,46$	$M_{max}=16,712$	3,58	51,9	1,8	28,8	15	348	CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	$N_{min}=217,16$	$M_{cor}=-0,306$	1,22	18,3	1,26	18,9	15	348	CV
	$N_{max}=846,49$	$M_{cor}=2,977$	5,06	75,4	4,6	69,5	15	348	CV
	$N_{cor}=367,09$	$M_{max}=25,698$	4,09	56,9	0,1	5,96	15	348	CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	$N_{min}=96,66$	$M_{cor}=8,49$	1,71	23	0	-2,49	15	348	CV
	$N_{max}=538,21$	$M_{cor}=-2,784$	3,63	55,3	4,26	63,1	15	348	CV
	$N_{cor}=192,67$	$M_{max}=28,426$	5,42	68,8	0	-52	15	348	CV
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	$N_{min}=10,12$	$M_{cor}=-0,044$	0,09	1,4	0,11	1,59	15	348	CV
	$N_{max}=266,84$	$M_{cor}=9,675$	4,36	60,2	0,9	18,7	15	348	CV
	$N_{cor}=49,58$	$M_{max}=25,588$	7,46	75,4	0	-216,1	15	348	CV

Tableau VII.4: vérifications à l'ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

b) Condition de non fragilité

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e _s	A _{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
RDC, SS et 1 ^{er}	N _{min} =367,99	M _{cor} = -0,427	0,001	5,48	20,61	CV
	N _{max} =1221,22	M _{cor} =0,469	0,0003	5,48		CV
	N _{cor} =602,46	M _{max} =16,712	0,028	5,49		CV
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	N _{min} =217,16	M _{cor} = -0,306	0,0014	4,298	14,20	CV
	N _{max} = 846,49	M _{cor} =2,977	0,0035	4,299		CV
	N _{cor} =367,09	M _{max} =25,698	0,07	4,324		CV
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	N _{min} =96,66	M _{cor} = 8,49	0,088	3,281	12,32	CV
	N _{max} = 538,21	M _{cor} = -2,784	0,005	3,254		CV
	N _{cor} =192,67	M _{max} =28,426	0,147	3,301		CV
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et 10 ^{ème}	N _{min} =10,12	M _{cor} = -0,044	0,0043	2,35	10,68	CV
	N _{max} = 266,84	M _{cor} =9,675	0,036	2,359		CV
	N _{cor} =49,46	M _{max} =25,588	0,517	2,507		CV

Tableau VII.5: vérifications Condition de nom fragilité.

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 en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VII-2 Ferraillage des poutres

Etant donné que les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques

Les combinaisons de charges à prendre sont celle de BAEL 91, et le RPA version 2003.

Les combinaisons de calcul :

$1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.

$G + Q$: à L'ELS.

$G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

Remarque :

- L'action due au vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

VI.2.1 Recommandations du RPA

Armatures longitudinal: (RPA Art.7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0,5\% \mathbf{b h}$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \mathbf{b h} \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \mathbf{b h} \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0,5% b h	4% b h	6% b h
Poutres principales (40 x 30)	6	48	72
Poutres secondaires (35 x 30)	5,25	42	63

Tableau VII.1: la section minimal et maximal d'armature.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VII-2.2 Etapes de calcul de ferrailage

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Pour feE400 on a : $\mu_1=0,392$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1=0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)

$$\text{Section d'acier tendue : } A_{ST} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

➤ 2^{ème} cas :

Si $\mu \quad \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée.

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

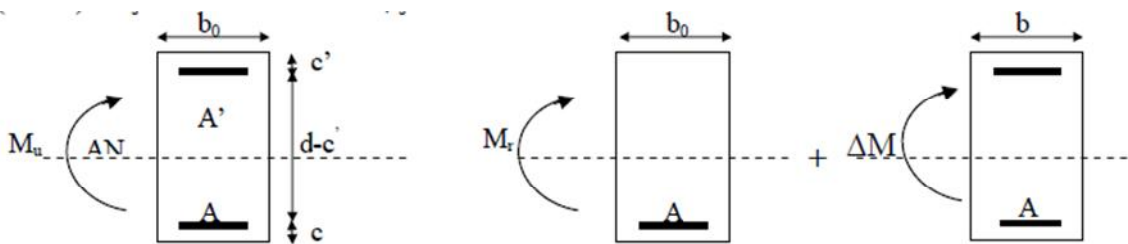


Fig VII.1 : Section rectangulaire doublement armée.

VII-2.3 Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

a) Poutre principal

En travée

Niveau	M_u (KN.m)	ρ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	54,388	0,088	SSA	0,954	3,75	6	3HA14+3HA14	9,23
9	58,598	0,095	SSA	0,949	4,06		3HA14+3HA14	9,23
8	61,842	0,100	SSA	0,947	4,29		3HA14+3HA14	9,23
7	73,255	0,120	SSA	0,936	5,15		3HA14+3HA14	9,23
6	81,472	0,132	SSA	0,929	5,77		3HA14+3HA14	9,23
5	86,945	0,141	SSA	0,924	6,19		3HA14+3HA14	9,23
4	94,952	0,154	SSA	0,916	6,82		3HA14+3HA14	9,23
3	97,392	0,158	SSA	0,914	7,01		3HA14+3HA14	9,23
2	95,132	0,155	SSA	0,915	6,84		3HA14+3HA14	9,23
1	92,469	0,150	SSA	0,918	6,63		3HA14+3HA14	9,23
RDC	79,788	0,130	SSA	0,930	5,64		3HA14+3HA14	9,23
S.sol	55,747	0,090	SSA	0,953	3,85		3HA14+3HA14	9,23

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principal en travée.

En appuis

Niveau	M_u (KN.m)	ρ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	-106,523	0,173	SSA	0,905	7,74	6	3HA16+3HA14	10,65
9	-120,329	0,195	SSA	0,891	8,88		3HA16+3HA14	10,65
8	-120,869	0,196	SSA	0,890	8,93		3HA16+3HA14	10,65
7	-126,714	0,206	SSA	0,883	9,45		3HA16+3HA14	10,65
6	-132,656	0,216	SSA	0,877	9,95		3HA16+3HA14	10,65
5	-130,761	0,212	SSA	0,879	9,78		3HA16+3HA14	10,65
4	-131,67	0,214	SSA	0,878	9,86		3HA16+3HA14	10,65
3	-132,019	0,215	SSA	0,877	9,90		3HA16+3HA14	10,65
2	-123,985	0,202	SSA	0,886	9,20		3HA16+3HA14	10,65
1	-114,163	0,186	SSA	0,896	8,38		3HA16+3HA14	10,65
RDC	-99,824	0,162	SSA	0,911	7,20		3HA16+3HA14	10,65
S.sol	-70,676	0,115	SSA	0,911	4,95		3HA16+3HA14	10,65

Tableau VII.3 : Ferrailage des poutres principal en appuis.

b) Poutre secondaire

En travée

niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	76,761	0,165	SSA	0,909	6,40	5,25	3HA14+3HA12	8,01
9	80,148	0,172	SSA	0,905	6,70		3HA14+3HA12	8,01
8	81,977	0,174	SSA	0,904	6,87		3HA14+3HA12	8,01
7	82,615	0,178	SSA	0,901	6,95		3HA14+3HA12	8,01
6	82,939	0,179	SSA	0,900	6,95		3HA14+3HA12	8,01
5	81,912	0,176	SSA	0,902	6,88		3HA14+3HA12	8,01
4	77,924	0,168	SSA	0,907	6,51		3HA14+3HA12	8,01
3	72,905	0,157	SSA	0,915	6,04		3HA14+3HA12	8,01
2	65,303	0,140	SSA	0,924	5,35		3HA14+3HA12	8,01
1	53,855	0,116	SSA	0,938	4,35		3HA14+3HA12	8,01
RDC	40,698	0,088	SSA	0,954	3,23		3HA14+3HA12	8,01
S.sol	25,416	0,055	SSA	0,972	1,98		3HA14+3HA12	8,01

Tableau VII.4 : Ferrailage des poutres secondaire en travée.

En appuis :

niveau	M _u (KN.m)	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
10	-102,905	0,222	SSA	0,873	8,93	5,25	3HA16+3HA14	10,65
9	-105,264	0,226	SSA	0,870	9,17		3HA16+3HA14	10,65
8	-107,09	0,231	SSA	0,866	9,37		3HA16+3HA14	10,65
7	-106,59	0,230	SSA	0,867	9,31		3HA16+3HA14	10,65
6	-106,847	0,230	SSA	0,867	9,34		3HA16+3HA14	10,65
5	-105,725	0,228	SSA	0,869	9,22		3HA16+3HA14	10,65
4	-100,569	0,217	SSA	0,876	8,69		3HA16+3HA14	10,65
3	-95,456	0,206	SSA	0,883	8,19		3HA16+3HA14	10,65
2	-87,737	0,189	SSA	0,894	7,43		3HA16+3HA14	10,65
1	-75,126	0,162	SSA	0,911	6,25		3HA16+3HA14	10,65
RDC	-61,872	0,133	SSA	0,928	5,05		3HA16+3HA14	10,65
S.sol	-44,428	0,096	SSA	0,949	3,55		3HA16+3HA14	10,65

Tableau VII.5 : Ferrailage des poutres secondaire en appuis.

VII-2.4 Vérifications à L'ELU

a) **Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d}{f_e} f_{t28}$$

- Poutres principales : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

- Poutres secondaire : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

b) **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$ Avec : T_{max} : effort tranchant.

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \left\{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutre principales : $\frac{171,9 \times 10}{30 \times 38} = 1,51 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\frac{89,81 \times 10}{30 \times 33} = 0,91 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

Condition vérifiée.

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui**

(Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

- Poutre principales : $T_{\max} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,38 \times 0,30 \times 10^3 = 684 \text{KN}$
Condition vérifiée.
- Poutre secondaire : $T_{\max} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,30 \times 10^3 = 594 \text{KN}$
Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

(Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{s}{f_e}$$

- Poutre principales : $(171,9 - \frac{132,656}{0,9 \times 0,38}) \approx -215,98 < 0$
- Poutre secondaires : $(89,81 - \frac{107,09}{0,9 \times 0,33}) \approx -270,76 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

(ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99)

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : ψ_s Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \Sigma \mu_i}$$

Avec : Σu_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutre principales : $\Sigma u_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,4 = 28,26 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{171,9}{0,9 \times 38 \times 28,26} \times 10 = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Poutre secondaire : $\Sigma u_i = 3 \times 3,14 \times 1,6 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 26,376 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{89,81}{0,9 \times 33 \times 26,376} \times 10 = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

f) Longueur de scellement droit des barres

(ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)

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

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 20$: $L_s = 70,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 75 \text{ cm}$

- Pour $\phi 16$: $L_s = 56,4 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,30 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$.

- Pour $\phi 20$: $L_s = 30\text{cm}$
- Pour $\phi 16$: $L_s = 24\text{cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20\text{cm}$

g) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$l_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1\right)$$

$$l_t = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1,14; 3; 1,4) = 1,14\text{cm}$$

Soit : $l_t = 8\text{ mm}$

La section d'armature transversale

$$A_t = \frac{4\pi l_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99:

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

Poutre principales : $S_t = (0,9 \times 38; 40\text{ cm}) = (34,2; 40\text{cm}) = 34,2\text{cm}$

Soit $S_t = 25\text{ cm}$

Poutre secondaire : $S_t = (0,9 \times 33; 40\text{ cm}) = (29,7; 40\text{cm}) = 29,7\text{cm}$

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

D'après le RPA 99 : (Art 7.5.2.2)

Zone nodal : $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principal :

$$S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = (10; 14,4; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 14,4; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t = \frac{h}{2}$

- Poutre principal :

$$S_t = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA

$$A_t = 3\% S_t b$$

- Poutre principal : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- Poutre principal : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

On opte pour un cadre et un étrier donc $4HA8=2,01[\text{cm}^2]$

Délimitation de la zone nodale

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L'est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principal : $L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

VII.2.5 Vérifications à L'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre principal

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	-84,579	10,65	30	37	0,959	0,863	21,50	248,71	348	11,57	15	Vérifiée
en travées	37,774	9,23	30	37	0,832	0,870	23,46	127,14	384	5,42	15	Vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l'ELS pour les poutres principales.

Poutre secondaire

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	-47,898	10,65	30	33	1,076	0,857	19,96	159,03	348	7,98	15	Vérifiée
en travées	23,776	8,01	30	33	0,811	0,871	23,76	103,27	348	4,35	15	Vérifiée

Tableau VI1.7 : Vérification des contraintes en travées et en appuis à l’ELS pour les poutres secondaires.

c) Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99)

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l’ensemble des travées.

➤ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est dans la travée

$$L = 4,00m . \quad f_{max} = 0,067cm$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}$$

Avec :

l : la portée mesurée entre nus d’appuis.

f : la valeur limite de la flèche.

D’où : $f_{max} = 0,03446 \text{ cm} < f = 0,8\text{cm}$

Condition vérifiée.

➤ **Poutre secondaire:** La plus grande valeur de la flèche est de longueur

$$L = 3,20 \text{ m}$$

$$f_{max} = 0,016 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

D’où : $f_{max} = 0,008775\text{cm} < f = 0,64 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

VII-3 Ferraillage des voiles

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : 1,35G+1,5Q
 G+Q

Selon le RPA version 2003 : G+Q±E
 0,8G±E

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** Sous-sol.
- ✓ **Zone II :** RDC et 1^{er} étage.
- ✓ **Zone III :** 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- ✓ **Zone IV :** 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage.
- ✓ **Zone V :** 8^{ème}, 9^{ème} et 10^{ème} étage.

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

VII-3.1 Exposé de la méthode de calcul**1) Armature vertical**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d = \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a) Section entièrement comprimée (SEC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

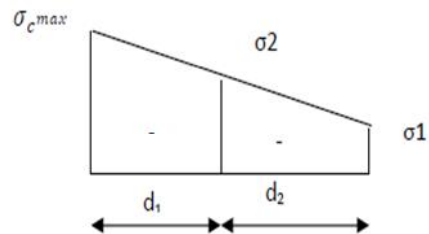


Fig VII.1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

b) Section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

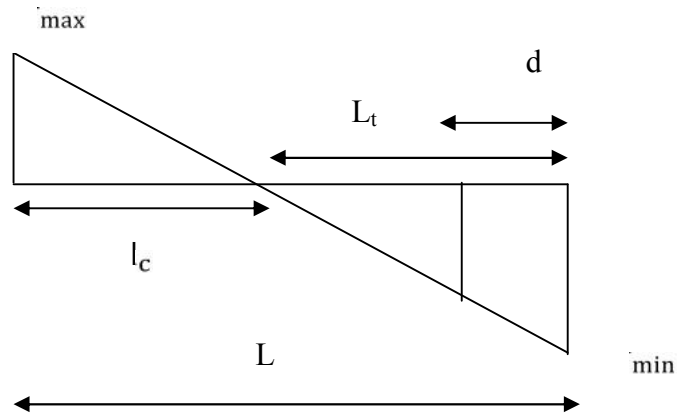


Fig VII.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = A = 0,002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c) Section entièrement tendue (SET)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e$$

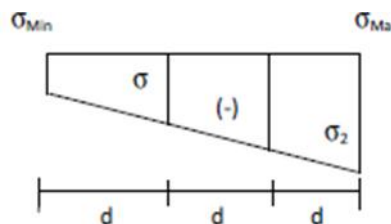


Fig VII.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = A = 0,002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h = 0,15\% B$

3) Armature transversale

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4) Armature de couture

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6) Disposition constructives

Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \quad \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \qquad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

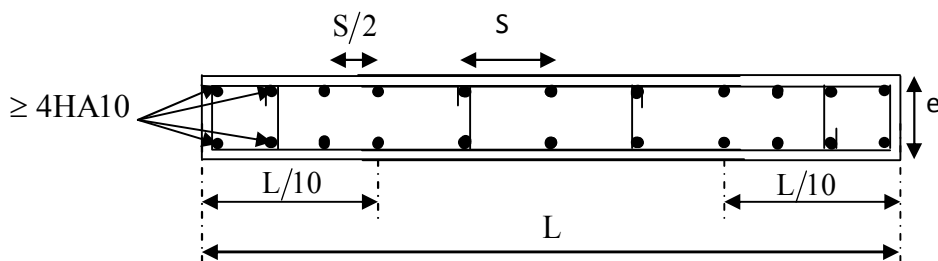


Fig VII.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7) Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99 /2003

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec : $V = 1,4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8) Vérification à L'ELS

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage de voile longitudinal VL₁ de la zone I

$L = 2,00\text{m.}$

$e = 0,20\text{m.}$

$B = 0,40 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +1430,59 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = - 6376,31 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{SPC}$$

• **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \longrightarrow L_c = \frac{1430,59}{6376,31 + 1430,59} \times 2 = 0,37\text{m}$$

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

$L_c = 0,36 \text{ m}$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$L_t = L - L_c = 1,63 \text{ m}$

• **Détermination de la longueur de la bande (d)**

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{4,00}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,36 \right) = 0,24 \text{ m}$

Pour notre cas on prend $d = 0,24 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{L_t} \times \sigma_{\min}$$

$$\sigma_1 = 5437,46 \text{ KN /m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 283,53 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures**

Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 7,08 \text{ cm}^2 \qquad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 18,83 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,002 B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

D'après le **BAEL 91**

$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopte}}}{4}$$

D'après le **RPA 2003**: $A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 6 \text{ cm}^2$

Soit: $2 \times 5 \text{ HA}10 = 7,84 \text{ cm}^2$

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Armature de coutures

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times V_u \times 10}{400} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 315,13 \times 10}{400} = 12,13 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures totales

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 21,86 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

Le ferrailage à adopté sur toute la surface du voile est :

1ère bande : $2 \times 5HA12 = 11,30 \text{ cm}^2$.

2ième bande: $2 \times 8HA14 = 24,62 \text{ cm}^2$.

- **Vérification à l'ELS**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \quad \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,662 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA)

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \quad V = 1,4 \times V_{U,CALCUL}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_U}{b_0 \times 0,9h} = 1,226 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,226 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0,9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,875 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Pour la}$$

fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = 0,875 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

VI.3.2 Calcul de ferraillage

	Zone	I	II	III	IV	V	
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)	4,00	3,06	3,06	3,06	3,06	
	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
	h	3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
	L (m)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
	T(kN)	315,13	259,49	218,92	183,94	138,57	
	σ_s (MPa)	400	400	400	400	400	
	N _s (kN)	2447,7	2269,58	1965,77	1386,77	712,35	
	σ_{max} (kN/m ²)	1430,590	1456,57	2081,64	2288,72	2992,36	
	σ_{min} (kN/m ²)	-6376,310	-5491,41	-4992,04	-4782,67	-4214,51	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L _c	0,37	0,42	0,59	0,65	0,83	
	L _t	1,63	1,58	1,41	1,35	1,17	
	d ₁	0,24	0,28	0,39	0,43	0,55	
	d ₂ = L _t - d ₁	1,39	1,30	1,02	0,92	0,62	
	σ_1	5437,46	4520,363	3604,280	3256,857	2219,603	
	N ₁	283,53	279,85	337,30	346,94	356,20	
N ₂	753,29	588,19	367,30	300,00	136,72		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	7,08	7,00	8,43	8,67	8,91	
	A _{v2} /bande (cm ²)	18,83	14,70	9,18	7,50	3,42	
	A _{vi} (cm ²)	12,13	9,99	8,43	7,08	5,33	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	10,11	9,49	10,54	10,44	10,24	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	21,87	17,20	11,29	9,27	4,75	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	12,13	2,93	4,12	4,53	5,81	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	11,30	11,30	12,56	12,56	12,56	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	24,62	18,10	15,84	10,98	10,98	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA10	2x8HA10	2x8HA10
	S _t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	6	8	9	11
	Bande 2	20	20	15	15	10	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	
	A _H adopté (cm ²)	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	
	choix de la section	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	20	
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	1,226	1,009	0,851	0,715	0,539
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,875	0,721	0,608	0,511	0,385
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,662	5,250	4,639	3,299	1,695

Tableau VII.1 : ferraillage de voile VL1.

Sollicitation de calcul	Zone	I	II	III	IV	V	
	Hauteur d'étage (m)		4,00	3,06	3,06	3,06	3,06
H poutre (m)		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
h		3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
L (m)		1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	
e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	
T(kN)		644,58	610,46	600,45	500,01	332,11	
σ_s (MPa)		400	400	400	400	400	
N _s (kN)		5939,70	5481,57	4843,25	3510,58	1883,32	
σ_{max} (kN/m ²)		2499,020	875,59	245,30	1214,92	2950,44	
σ_{min} (kN/m ²)		-9020,920	-6948,79	-52117,64	-4714,63	-4195,01	
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
L _c		0,41	0,21	0,01	0,39	0,78	
L _t		1,49	1,69	1,89	1,51	1,12	
d ₁		0,27	0,14	0,01	0,26	0,52	
d ₂ = L _t - d ₁		1,21	1,55	1,89	1,25	0,59	
σ_1		7354,907	6365,063	51954,107	3904,683	2228,050	
N ₁		449,97	188,72	61,75	223,70	335,94	
N ₂		892,19	983,81	9794,21	488,54	132,00	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	11,25	4,72	1,54	5,59	8,40	
	A _{v2} /bande (cm ²)	22,30	24,60	244,86	12,21	3,30	
	A _{vi} (cm ²)	24,82	23,50	23,12	19,25	12,79	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	17,45	10,59	7,32	10,41	11,60	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	28,51	30,47	250,63	17,03	6,50	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	2,89	1,49	0,06	2,73	5,49	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		18,1	18,1	12,56	12,56	12,56
	A' _{v2} adopté (cm ²)		30,78	30,78	30,78	22,62	22,62
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA12	2x8HA12	2x8HA10	2x8HA10	2x8HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x10HA14	2x10HA14	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12
	S _t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5	5	6
		Bande 2	12	15	20	13	10
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		7,70	7,70	7,70	5,70	5,70
	A _H adopté (cm ²)		7,84	7,84	7,84	7,84	7,84
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,639	2,499	2,458	2,047	1,360
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,885	1,785	1,756	1,462	0,971
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	13,937	12,862	11,365	8,481	4,550

Tableau VII.2 : ferraillage de voile VL2.

	Zone	I	II	III	IV	V	
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)	4,00	3,06	3,06	3,06	3,06	
	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
	h	3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
	L (m)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m²)	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	
	T(kN)	549,82	467,64	443,24	340,69	198,44	
	σs (MPa)	400	400	400	400	400	
	Ns (kN)	3644,74	3362,56	2925,8	2085,11	1091,64	
	σ_{max} (kN/m²)	2097,420	1131,73	400,21	160,24	1074,09	
	σ_{min} (kN/m²)	-6452,970	-5085,89	-3878,65	-2501,93	-1727,05	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L_c	0,44	0,33	0,17	0,11	0,69	
	L_t	1,36	1,47	1,63	1,69	1,11	
	d₁	0,29	0,22	0,11	0,07	0,46	
	d₂ = L_t - d₁	1,06	1,25	1,52	1,62	0,65	
	σ₁	5054,690	4331,403	3611,843	2395,103	1010,990	
N₁	338,74	205,70	84,07	35,37	125,99		
N₂	537,87	543,13	548,78	387,87	65,68		
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	8,47	5,14	2,10	0,88	3,15	
	A_{v2}/bande (cm²)	13,45	13,58	13,72	9,70	1,64	
	A_{vi} (cm²)	21,17	18,00	17,06	13,12	7,64	
	A'_{v1}/bande (cm²)	13,76	9,64	6,37	4,16	5,06	
	A'_{v2}/bande (cm²)	18,74	18,08	17,99	12,98	3,55	
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	3,09	2,29	1,18	0,76	4,83	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)	13,56	13,56	9,42	9,42	9,42	
	A'_{v2} adopté (cm²)	21,54	21,54	21,54	15,84	18,09	
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x7HA14	2x7HA14	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA10
	S_t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5	5	8
Bande 2		15	17	20	20	10	
Armatures horizontales	A_H (cm²)	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	
	A_H adopté (cm²)	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	τ_b = 5 MPa	τ_b	2,376	2,021	1,915	1,472	0,857
	τ_u = 3,26 MPa	τ_u	1,697	1,443	1,368	1,052	0,612
	σ_{bc} = 15 MPa	σ_{bc}	9,290	8,571	7,458	5,433	2,820

Tableau VII.3 : ferraillage de voile VL3.

	Zone	I	II	III	IV	V	
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)	4,00	3,06	3,06	3,06	3,06	
	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
	h	3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
	L (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,2	
	B (m²)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	
	T(kN)	2188,58	2022,25	1756,67	1319,73	822,15	
	σs (MPa)	400	400	400	400	400	
	N_S (kN)	8018,19	7386,72	6547,36	4677,25	2452,83	
	σ_{max} (kN/m²)	4478,130	3467,94	2503,70	1538,22	3000,79	
	σ_{min} (kN/m²)	-8507,040	-6977,83	-5288,88	-3407	-4008,63	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L_c	1,38	1,33	1,29	1,24	1,71	
	L_t	2,62	2,67	2,71	2,76	2,29	
	d₁	0,92	0,89	0,86	0,83	1,14	
	d₂ = L_t - d₁	1,70	1,79	1,86	1,93	1,15	
	σ₁	5521,620	4665,870	3619,747	2381,520	2008,103	
	N₁	1290,13	1030,84	763,27	480,14	686,88	
	N₂	939,17	833,65	672,57	458,76	230,12	
	armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	32,25	25,77	19,08	12,00	17,17
A_{v2}/bande (cm²)		23,48	20,84	16,81	11,47	5,75	
A_{vi} (cm²)		84,26	77,86	67,63	50,81	31,65	
A'_{v1}/bande (cm²)		53,32	45,24	35,99	24,71	25,09	
A'_{v2}/bande (cm²)		44,54	40,31	33,72	24,17	13,67	
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)	9,66	9,30	9,00	8,71	11,99	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)	64,82	55,4	43,34	28,26	28,26	
	A'_{v2} adopté (cm²)	48,88	48,88	40,72	28,26	28,26	
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2(10HA16+8HA14)	2(10HA16+8HA14)	2(10HA12+8HA12)	2(10HA12+8HA10)	2(10HA12+8HA10)
	Choix de A (cm²)	Bande2	2(10HA14+8HA12)	2(10HA14+8HA12)	2(10HA12+8HA12)	2(10HA10+8HA10)	2(10HA10+8HA10)
	S_t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	5	5	5	7
		Bande 2	10	10	10	11	8
Armatures horizontales	A_H (cm²)		16,21	13,85	12,00	12,00	12,00
	A_H adopté (cm²)		15,38	15,38	15,38	15,38	15,38
	choix de la section		2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des	τ_b = 5 MPa	τ_b	4,256	3,932	3,416	2,566	1,599
	τ_u = 3,26 MPa	τ_u	3,040	2,809	2,440	1,833	1,142

contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	8,937	8,365	7,569	5,552	2,912
-------------	--------------------------------------	---------------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau VII.4 : ferraillage de voile VT1.

	Zone	I	II	III	IV	V	
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)	4,00	3,06	3,06	3,06	3,06	
	H poutre (m)	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
	h	3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
	L (m)	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	
	T(kN)	151,45	95,59	94,44	80,08	49,1	
	σ_s (MPa)	400	400	400	400	400	
	N _S (kN)	947,56	884,89	756,17	529,94	270,01	
	σ_{max} (kN/m ²)	3139,09	183,94	2995,79	106,65	79,37	
	σ_{min} (kN/m ²)	-5718,850	-4495,47	-3353,62	-2253,62	-1219,74	
	Nature de la section	SPC	SET	SET	SET	SPC	
	L _c	0,19	0,00	-0,06	-0,05	0,10	
	L _t	1,41	1,60	1,66	1,65	1,50	
	d ₁	0,13	0,00	-0,04	-0,04	0,07	
	d ₂ = L _t - d ₁	1,28	1,61	1,69	1,69	1,44	
	σ_1	5193,750	4504,177	3428,967	2301,627	1166,827	
N ₁	140,91	-2,80	-25,23	-16,04	15,55		
N ₂	663,34	724,17	580,53	388,52	167,68		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,52	-0,07	-0,63	-0,40	0,39	
	A _{v2} /bande (cm ²)	16,58	18,10	14,51	9,71	4,19	
	A _{vi} (cm ²)	5,83	3,68	3,64	3,08	1,89	
	A' _{v1} /bande (cm ²)	10,29	1,85	6,22	1,31	0,86	
	A' _{v2} /bande (cm ²)	7,40	17,27	2,68	8,84	4,66	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)	3,97	0,44	5,28	0,51	0,68	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)	9,42	9,42	9,42	9,42	9,42	
	A' _{v2} adopté (cm ²)	18,46	18,46	13,56	13,56	9,42	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA10
	S _t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5	5	5
	Bande 2	20	20	20	20	20	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80	
	A _H adopté (cm ²)	7,84	7,84	7,84	7,84	7,84	
	choix de la section	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	
	Espacement S _t (cm)	20	20	20	20	20	
Armatures transversales	A _t adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	0,736	0,465	0,459	0,389	0,239
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	τ_u	0,526	0,332	0,328	0,278	0,170
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	2,725	2,545	2,222	1,557	0,808

Tableau VII.5 : ferraillage de voile VT2.

	Zone		II		III	IV	V
	Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)		3,06	3,06	3,06	3,06
H poutre (m)		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	
h		3,60	2,66	2,66	2,66	2,66	
L (m)		1,20	1,00	1,00	1,00	1,00	
e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
B (m²)		0,24	0,20	0,20	0,20	0,20	
T(kN)		102,21	581,93	512,57	362,44	216,34	
σs (MPa)		400	400	400	400	400	
N_s (kN)		522,33	3032,22	2933,81	2178,2	1196,66	
σ_{max} (kN/m²)		-58,45	975,98	190,55	1337,47	2742,10	
σ_{min} (kN/m²)		-3453,05	-6885,44	-5381,69	-4395,43	-3982,65	
Nature de la section		SET	SPC	SPC	SPC	SPC	
L_c		-0,02	0,12	0,03	0,23	0,41	
L_t		1,22	0,88	0,97	0,77	0,59	
d₁		-0,01	0,08	0,02	0,16	0,27	
d₂ = L_t - d₁		1,23	0,79	0,94	0,61	0,32	
σ₁		3492,017	6234,787	5254,657	3503,783	2154,583	
N₁		-9,57	108,59	24,25	122,86	166,84	
N₂		431,07	494,47	495,52	214,14	69,03	
armatures verticales		A_{v1}/bande (cm²)		-0,24	2,71	0,61	3,07
	A_{v2}/bande (cm²)		10,78	12,36	12,39	5,35	1,73
	A_{vi} (cm²)		3,94	22,40	19,73	13,95	8,33
	A'_{v1}/bande (cm²)		0,74	8,32	5,54	6,56	6,25
	A'_{v2}/bande (cm²)		11,76	17,96	17,32	8,84	3,81
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		-0,06	0,87	0,24	1,63	2,85
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)		9,42	9,42	9,42	9,42	9,42
	A'_{v2} adopté (cm²)		18,46	18,46	18,46	9,42	9,42
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10	2x6HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA14	2x6HA10	2x6HA10
	S_t		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5	5	5
		Bande 2	20	20	20	20	20
Armatures horizontales	A_H (cm²)		3,60	4,62	4,62	3,00	3,00
	A_H adopté (cm²)		7,84	7,84	7,84	7,84	7,84
	choix de la section		2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	Espacement S_t (cm)		20	20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,662	4,526	3,987	2,819	1,683
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,473	3,233	2,848	2,014	1,202
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	2,006	13,317	12,885	10,172	5,588

Tableau VII.6 : ferraillage des trumeaux.

	Zone		II
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage (m)		4,00
	H poutre (m)		0,40
	h		3,60
	L (m)		3,20
	e (m)		0,20
	B (m²)		0,64
	T(kN)		844,75
	σ_s (MPa)		400
	N_s (kN)		4064,75
	σ_{max} (kN/m²)		2372,370
	σ_{min} (kN/m²)		-7545,350
	Nature de la section		SPC
	L_c		0,77
	L_t		2,43
	d₁		0,51
	d₂ = L_t - d₁		1,92
	σ_1		5963,770
	N₁		689,38
	N₂		1147,57
	armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	
A_{v2}/bande (cm²)		28,69	
A_{vi} (cm²)		32,52	
A'_{v1}/bande (cm²)		25,37	
A'_{v2}/bande (cm²)		36,82	
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		5,36
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'_{v1} adopté (cm²)		30,78
	A'_{v2} adopté (cm²)		40,2
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2x10HA14
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2x10HA16
	S_t		30
	Espacement (cm)	Bande 1	5
Bande 2		20	
Armatures horizontales	A_H (cm²)		10,05
	A_H adopté (cm²)		11,3
	choix de la section		2x5HA12
	Espacement S_t (cm)		20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	2,053
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	1,467
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,804

Tableau VII.7 : ferraillage de VL5.

VII-3.3 Etude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

1) Etapes de calcul

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 94 modifié 99. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \quad \bar{\tau} = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 T$$

- **Ferraillage des linteaux :**

Premier cas : $\tau_b \quad 0,06$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, il faudrait disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\longrightarrow A_l$
- Des aciers transversaux $\longrightarrow A_t$
- Des aciers en partie courants (de peau) $\longrightarrow A_c$

Aciers longitudinaux : Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l = \frac{M}{Z f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1.4T_u$).

Aciers transversaux :

1^{er} cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$S_t = \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

\bar{V} : effort tranchant majorée

l : portée du linteau.

2^{ème} cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

$$S_t = \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

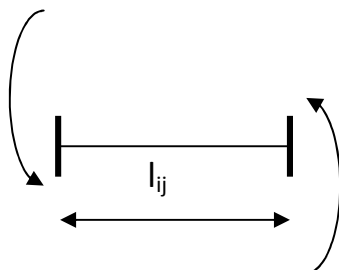
Avec : $V = \min (V_1 ; V_2)$

$$V_2 = 2.T_u \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

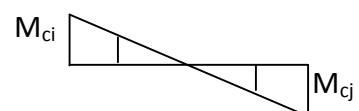
$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_l . f_e . z$$



Effort tranchant :



Moment fléchissant

Fig VII.5: Efforts internes dans le linteau.

Deuxième cas : τ_b **0,06**

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

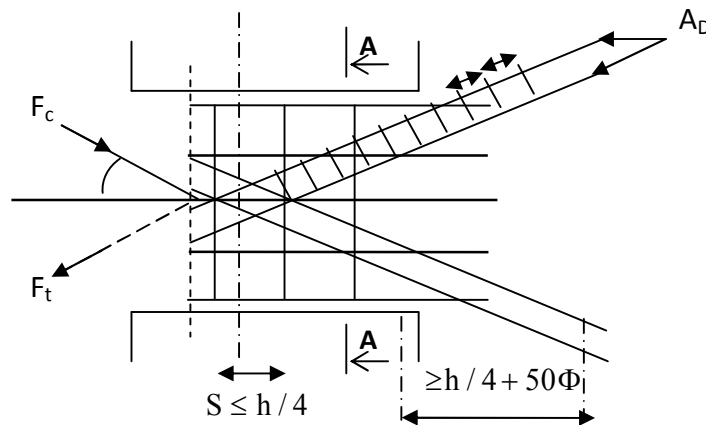
Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{l}$$

$V = T_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

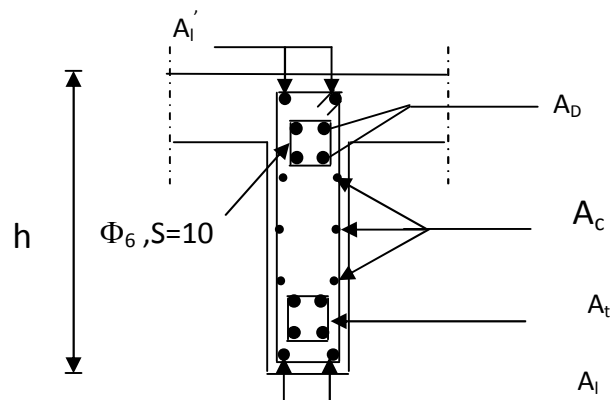


Fig VII.6 : Schéma ferraillage du linteau.

Ferraillage minimal

- **Armatures longitudinales :**

$$A_l, A'_l = 0,15\% bh$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t = 0,15\% b S_t \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t = 0,25\% b S_t \quad \text{si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c = 0,20\% bh$$

- **Armatures diagonales :**

$$A_D = 0,15\% bh \quad \text{si } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

Les armatures longitudinales selon BAEL :

$$A_{adopté} = A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Zone	II	III	IV	V
Caractéristiques Géométriques	h (m)	0,86	0,86	0,86	0,86
	L (m)	1,20	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	V (KN)	448,26	368,26	230,59	111,12
	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5	5
	τ_b (MPa)	2,9	2,38	1,49	0,72
Ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5
	A_l, A_l' (cm ²)	2,58	2,58	2,58	2,58
	Choix des barres	2HA14	2HA14	2HA14	2HA14
	A_l, A_l' adoptée (cm ²)	3,08	3,08	3,08	3,08
	A_t (cm ²)	1	1	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
	A_t adoptée (cm ²)	1	1	1	1
	S_t (cm)	20	20	20	20
	A_D (cm ²)	10,10	8,30	5,20	2,50
	Choix des barres	6HA16	6HA16	6HA12	6HA10
	A_D adoptée (cm ²)	12,06	12,06	6,78	4,71
	A_C (cm ²)	3,44	3,44	3,44	3,44
	Choix des barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	A_C adoptée (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71
	La (cm)	95	95	85	85

Tableau VII.8 : ferraillage de linteau.

VIII Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols de faible capacité portante et le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-1 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2,5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure et l'économie.
- Le tassement du sol.

VIII-2.1 Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

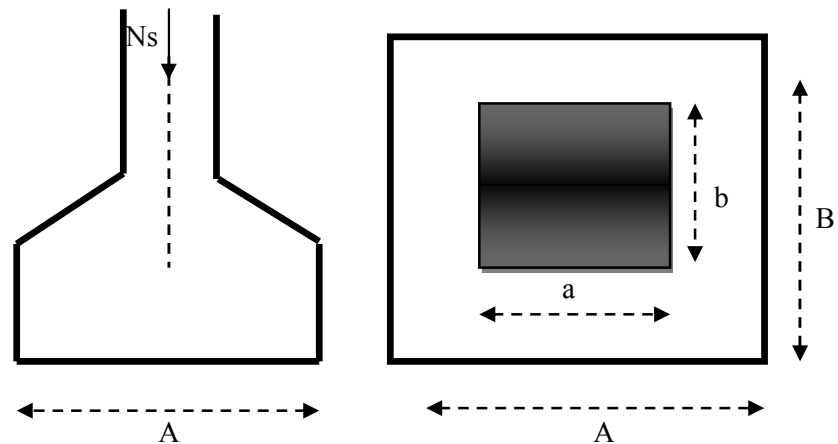


Fig VIII.1 : dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul

$$N_{ser} = 2210,37 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$B = \sqrt{\frac{2210,37}{0,25}} = 2,97\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3\text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VIII-2.2 semelles filantes

a) Semelles filantes sous voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s , données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VL ₁	1722,23	3,20	2,15	6,88
VL ₂	1963,60	1,80	4,36	7,85
VL ₃	1222,46	2,00	2,44	4,88
VL ₄	1843,87	1,80	4,10	7,38
VL ₅	1093,36	2,00	2,19	4,38
VL ₆	2017,15	1,80	4,48	8,06
VL ₇	1573,79	1,90	3,31	6,29
VL ₈	1474,62	1,90	3,10	5,89
VL ₉	1981,67	1,80	4,40	7,92
VL ₁₀	2210,37	1,90	4,65	8,84
VL ₁₁	2210,37	1,90	4,65	8,84
VL ₁₂	1609,77	3,20	2,01	6,43
				Σ = 83,64

Tableau VIII. 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VL ₁	1963,60	4,00	1,96	7,84
VL ₂	1843,87	4,00	1,84	7,36
VL ₃	1093,36	1,60	2,73	4,37
VL ₄	2017,15	4,00	2,02	8,08
VL ₅	1981,67	4,00	1,98	7,92
				Σ = 35,57

Tableau VIII. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 83,64 + 35,57 = 119,21 \text{ m}^2$.

b) Semelles filantes sous poteaux

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left. \begin{array}{l} e < \frac{L}{6} \\ e > \frac{L}{6} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{Répartition triangulaire.} \end{array}$$

- **Application (sur une partie de la structure pour raison de symétrie)**

Poteaux	N=G+Q	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
1	878,04	4,749	8,00	7024,32
2	817,50	-2,105	4,00	3270,00
3	831,31	0,359	0	0
4	1199,95	0,478	-4,00	-4799,80
5	1022,99	-5,853	-8,00	-8183,92
somme	R= 4749,79	-2,372		-2689,4

Tableau VIII. 3 : coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,57 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut: - 0,57 m.

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\text{On a : } e = -0,57 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,67 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4749,79}{16} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,57)}{16} \right) = 360,32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4749,79}{16} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,57)}{16} \right) = 233,41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4749,79}{16} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,57)}{16} \right) = 265,13 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B = \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{265,13}{250} = 1,06 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1,50 \text{ m}$.

On aura : $S = 1,50 \times 16 = 24 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 24 \times 7 = 168 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 168 + 119,21 = 287,21 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 307,2 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{287,21}{307,2} \times 100 = 93\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-2.3 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

VIII-2.3.1 pré dimensionnement du radier

a) Epaisseur du tablier

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir minimum 25 cm ($h_{min}=25$ cm)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec } L_{max} = 4,00 \text{ m}$$

L_{max} : Portée maximale.

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

b) Hauteur des nervures

- **Selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4,00 \text{ m} \quad \frac{400}{8} = 50 \quad h \quad \frac{400}{5} = 80$$

- **Selon la condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \cdot \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,78\text{m}$$

On prend :

$$h_n \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

$$0,4 h_n \quad b_n \quad 0,7 h_n \quad 40 \quad b_n \quad 70$$

$$\longrightarrow b_n = 50 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 80 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 30 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 50 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

c) Le débord

Détermination des efforts

- **Charge revenant a la superstructure**

Charge permanente de la structure : $G = 45053,07 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 7375,3 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

À l'ELU:

$$N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 45053,07 + 1,5 \times 7375,3 = 71884,59 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_S = G + Q = 45053,07 + 7375,3 = 52428,37 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

À l'ELU:

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_U}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{71884,59}{1,33 \times 250} = 216,19 \text{ m}^2$$

À l'ELS:

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{52428,37}{250} = 209,71 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 216,19 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 307,2 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 216,19 \text{ cm}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} = \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{80}{2}; 30\text{cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{déb}} = (19,2 \times 0,5 \times 2) + (16 \times 0,5 \times 2) + (0,5 \times 0,5 \times 4) = 36,2 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 307,2 + 36,2 = 343,4 \text{ m}^2$

VIII-2.3.2 Calcul des sollicitations à la base du radier

a) Charges permanentes

Poids du bâtiment : $G = 46528,13 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 343,4 \times 0,30 \times 25 = 2575,5 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \cdot \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,50 \times (0,8 - 0,30) \times 25 \times (19,2 \times 7 + 16 \times 5) = 1340 \text{ KN}$$

Poids de TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \cdot \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,50 \times (19,2 \times 7 + 16 \times 5) = 107,2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (343,4 - 107,2) \times (0,80 - 0,30) \times 17 = 2007,7 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_p \text{ dalle flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 343,4 \times 0,1 \times 25 = 858,5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2575,5 + 1340 + 2007,7 + 858,5 = 6781,7 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 7375,3 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 2,5 \times 343,4 = 858,5 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 45053,07 + 6781,7 = 51834,77 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7375,3 + 858,5 = 8233,8 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions

À l'ELU:

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 51834,77 + 1,5 \times 8233,8 = 82327,64 \text{ KN}$$

À l'ELS:

$$N_S = G + Q = 51834,77 + 8233,8 = 60068,57 \text{ KN}$$

$$\text{D'où: } N_u = 82327,64 \text{ KN}$$

$$N_s = 60068,57 \text{ KN}$$

VIII-2.4 Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \quad \tau = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{82327,64 \times 1}{343,4} \times \frac{4}{2} = 479,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{479,48 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,77$$

$$\tau_u \leq \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

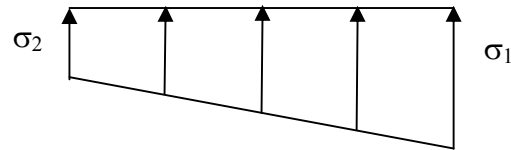
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

Fig VIII.2 : Diagramme des contraintes.

À l'ELU:

$$m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,33 \text{ sol}$$

À l'ELS:

$$m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 210 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = 9,6 \quad Y_G = 8$$

Avec :

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19,2 \times 16^3}{12} = 6553,6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{16 \times 19,2^3}{12} = 9437,18 \text{ m}^4$$

- Sens longitudinal

$$M_x = 62812,44 + 2479,3 \times 0,80 = 64795,88 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{82327,64}{343,4} + \frac{64795,88}{9437,18} \times 9,6 = 305,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{82327,64}{343,4} - \frac{64795,88}{9437,18} \times 9,6 = 173,83 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 305,66 + 173,83}{4} = 272,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 272,70 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{60068,57}{343,4} + \frac{64795,88}{9437,18} \times 9,6 = 240,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{60068,57}{343,3} - \frac{64795,88}{9437,18} \times 9,6 = 109,06 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 240,84 + 109,06}{4} = 207,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 207,90 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal

$$M_y = 62307,97 + 2481,98 \times 0,8 = 64293,55 \text{ KN.m}$$

A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{82327,64}{343,4} + \frac{64293,55}{6553,6} \times 8 = 318,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{82327,64}{343,4} - \frac{64293,55}{6553,6} \times 8 = 161,16 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$m = \frac{3 \times 318,23 + 161,16}{4} = 278,96 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 278,96 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \cdot s_{sol} = 332,5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS

$$1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{60068,57}{343,4} + \frac{64293,55}{6553,6} \times 8 = 253,41 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{60068,57}{343,4} - \frac{64293,55}{6553,6} \times 8 = 96,44 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$m = \frac{3 \times 253,41 + 96,44}{4} = 214,17 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 214,17 \text{ KN/m}^2 < s_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le

poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

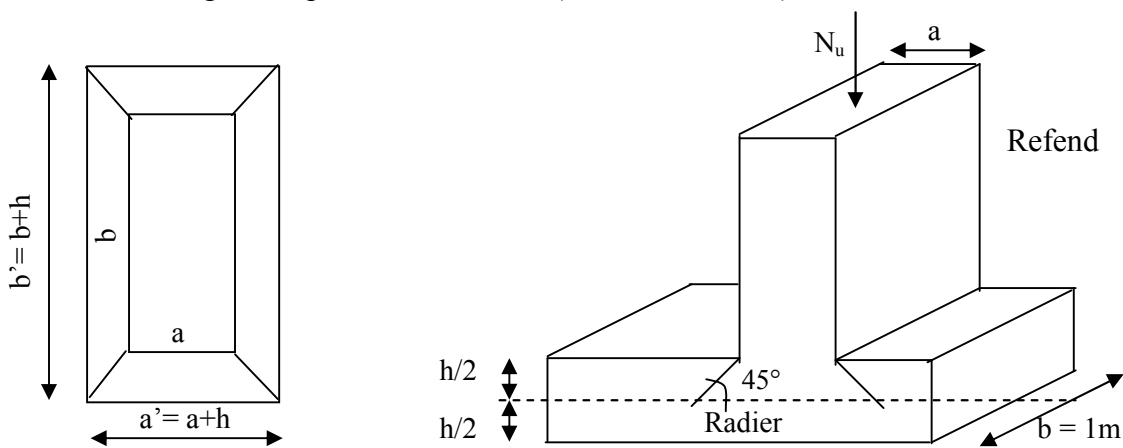


Fig VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Calcul du Périmètre utile μ_c**

- **Les Poteaux**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 0,80)) = 5 \text{ m} ;$$

- **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 0,80)) = 5,6 \text{ m} ;$$

- **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 1648,63 \text{ N}$

$$N_u = 1648,63 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 5 \times 0,80 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 3000 \text{ kN}$$

- **Vérification pour les voiles :**

Avec : $N_u = 2757,91 \text{ kN}$

$$N_u = 2757,91 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 5,6 \times 0,85 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 3570 \text{ kN}$$

VIII-2.5 Ferrailage du radier

VIII-2.5.1 Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$= \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3,20 \text{ m}$ et $l_y = 4 \text{ m}$

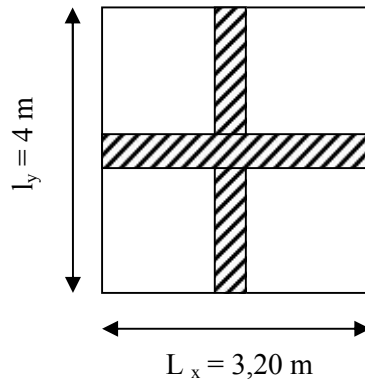


Fig VIII.4 : Entre axes du panneau le plus sollicité.

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,00} = 0,8$$

0.4 = 0,8 < 1 la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 272,70$$

La contrainte moyenne max à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 214,17$$

D'où :

E.L.U :

$$q_{um} = q_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(272,70 - \frac{6781,7}{343,4} \right) \times 1\text{m} = 252,95 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{sm} = q_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(214,17 - \frac{6781,7}{343,4} \right) \times 1\text{m} = 194,42 \text{ KN/ml}$$

• Calcul a L'ELU

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0565 \times 252,95 \times 3,20^2 = 146,35 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 146,35 = 87,08 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient :

0,85 : pour les moments en travées de rives.

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 146,35 = 124,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 87,08 = 74,02 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = - 0,5 M_{0x} = - 0,5 \times 146,35 = - 73,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = - 0,5 M_{0y} = - 0,5 \times 87,08 = - 43,54 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis de rives :

$$M_{ax} = - 0,3 M_{0x} = - 0,3 \times 146,35 = - 43,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = - 0,3 M_{0y} = - 0,3 \times 87,08 = - 26,12 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; d = 27 cm ; $f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s=34,8 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	73,18	0,071	0,963	SSA	8,09	8HA12 = 9,05	15
	Travée	124,40	0,120	0,936	SSA	14,14	8HA16 = 16,08	15
yy	Appuis	43,91	0,042	0,979	SSA	4,77	8HA10 = 6,28	15
	travée	74,02	0,072	0,963	SSA	8,18	8HA12= 9,05	15

Tableau VIII. 4 : Ferrailage du radier.

A) Vérification à L'ELU

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

$$A_{\min} = 3,62 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9,05	3,62	Condition vérifiée
	Travée	16,08		Condition vérifiée
yy	Appuis	6,28		Condition vérifiée
	travée	9,05		Condition vérifiée

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

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 252,95 \times 3,20 \times 4 = 3237,76 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3237,76}{3 \times 4} = 269,81 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{3237,76}{2 \times 4 + 3,20} = 289,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{289,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \approx 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u \approx 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B) Vérification à L'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite :

$$a = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{sx} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0632 \times 194,42 \times 3,20^2 = 125,82 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,595 \times 125,82 = 74,86 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis intermédiaires

$$M_{sa} = 0,5 M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 125,82 = 62,91 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{st} = -0,85 M_{s \max}$$

$$M_{st} = -0,85 \times 125,82 = -106,95 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis de rives

$$M_{sa} = 0,3 M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,3 \times 125,82 = 37,75 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis intermédiaires

$$\mu = 0,061 \quad a = 0,079$$

$$a = 0,079 < \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

- Aux appuis de rives

$$\mu = 0,036 \quad a = 0,046$$

$$a = 0,046 < \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

- **En travées**

$$\mu = 0,103 \quad a = 0,136$$

$$a = 0,136 < \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VIII-2.5.2 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

a) Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{252,95 \times 0,50^2}{2} = 31,62 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{194,42 \times 0,50^2}{2} = 24,30 \text{ KN.m}$$

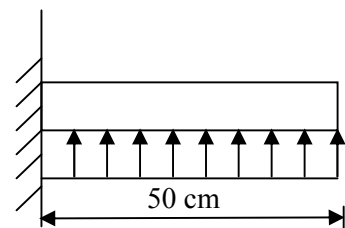


Fig VIII.5: Schéma statique du débord.

b) Calcul des armatures

- Armature principales

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31,62 \times 10^2}{100 \times 27 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,082 \quad = 0,957$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,62 \cdot 10^2}{0,957 \times 27 \times 34,8} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

• **Vérification à l'ELS**

$$= \frac{M_u}{M_S} = \frac{31,62}{24,30} = 1,30$$

$$\mu = 0,082 \quad a = 0,107$$

$$a = 0,107 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII-2.5.3 Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

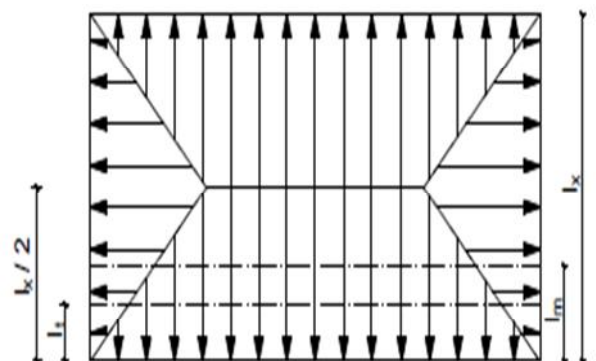


Fig VIII.6: Répartition trapézoïdale.

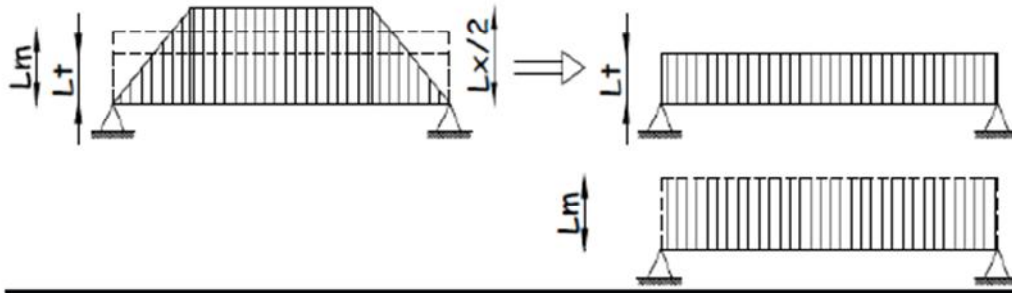


Fig VIII.6: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25x l_x$

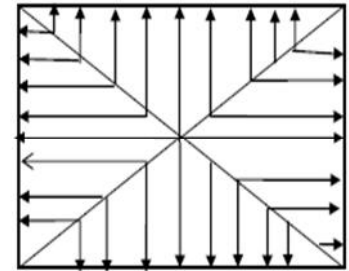


Fig VIII.7 : Répartition triangulaire.

a) Déterminations des charges

$$q_u = 252,95$$

$$q_s = 194,42$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale : Nervure (file 1)

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
B - C	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
C - D	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
D - E	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
E - F	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
F - G	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	

Tableau VIII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file1)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
2-3	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
3-4	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	
4-5	1	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64	539,28	207,25	414,5	202,36	404,72	155,54	311,08
	2	3,20	4,00	0,8	triangulaire	1,066	0,80	252,95	194,42	269,64		207,25		202,36		155,54	

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal (x-x)

KN/ml

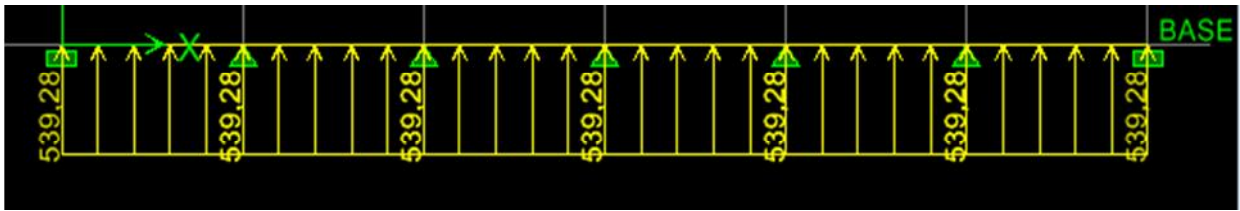


Fig VIII.8 : Le chargement à l'ELU.

KN.m

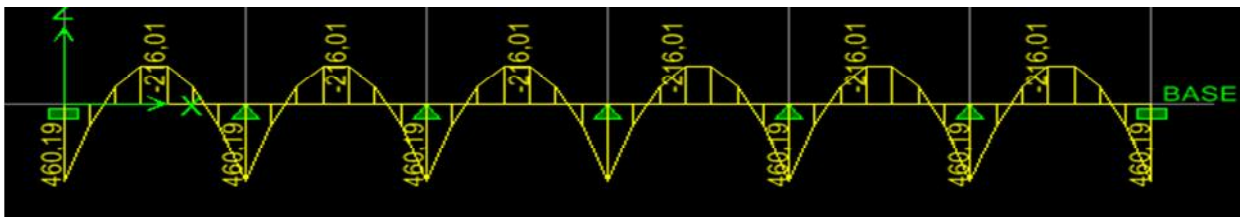


Fig VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).

KN/ml

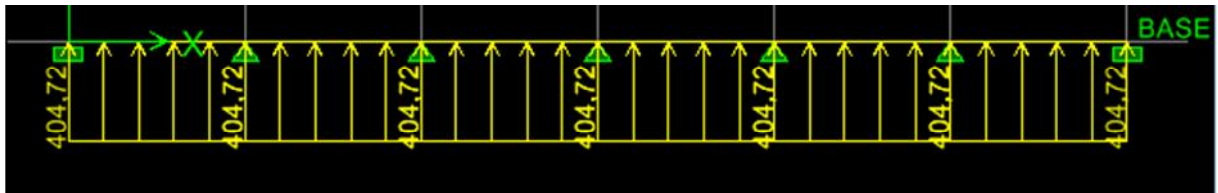


Fig VIII.10 : Le chargement à l'ELU.

KN



Fig VIII.11 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).

KN/ml

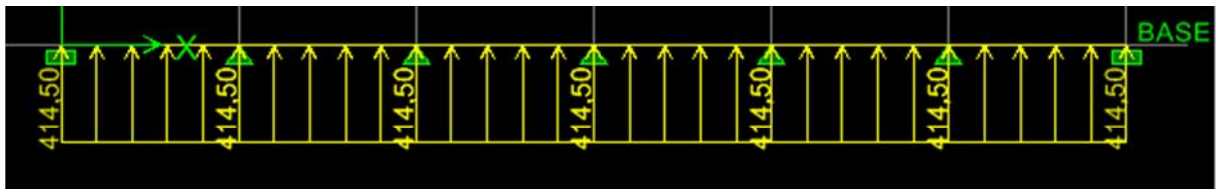


Fig VIII.12 : Le chargement à l'ELS.

KN.m

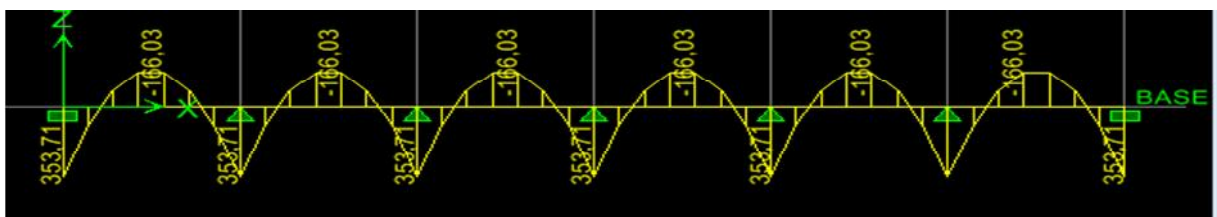


Fig VIII.13 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).

KN/ml

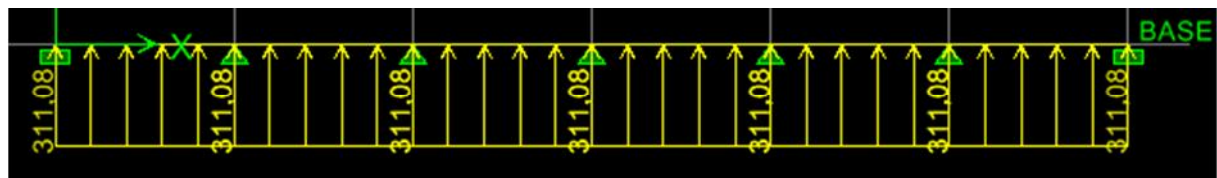


Fig VIII.14 : Le chargement à l'ELS.

KN

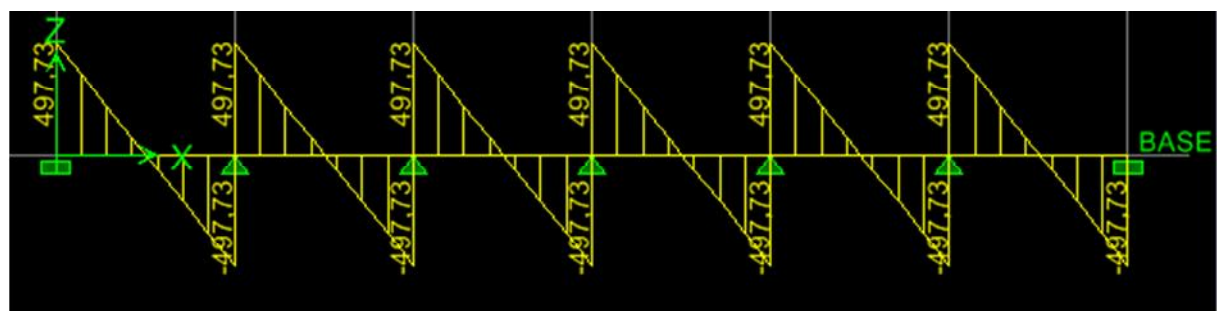


Fig VIII.15 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

Sens transversal (y-y)

KN/ml



Fig VIII.16 : Le chargement à l'ELU.

KN.m

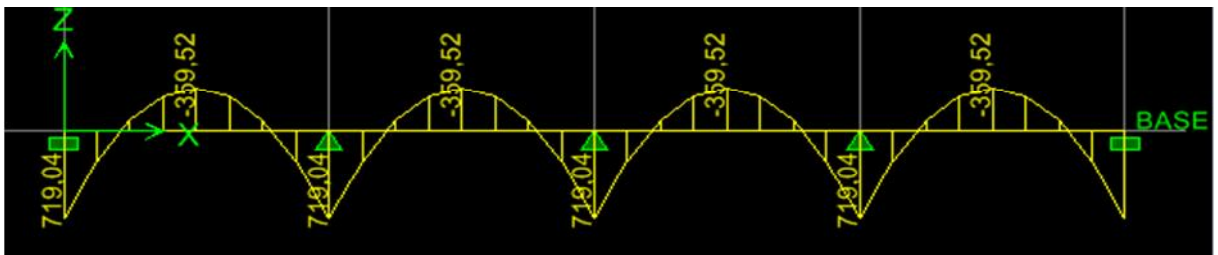


Fig VIII.17 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).

KN/ml

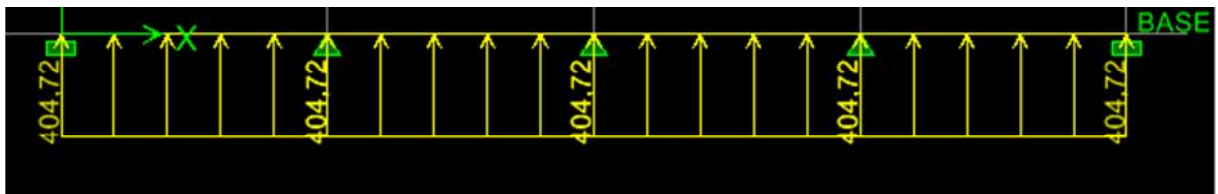


Fig VIII.18 : Le chargement à l'ELU.

KN

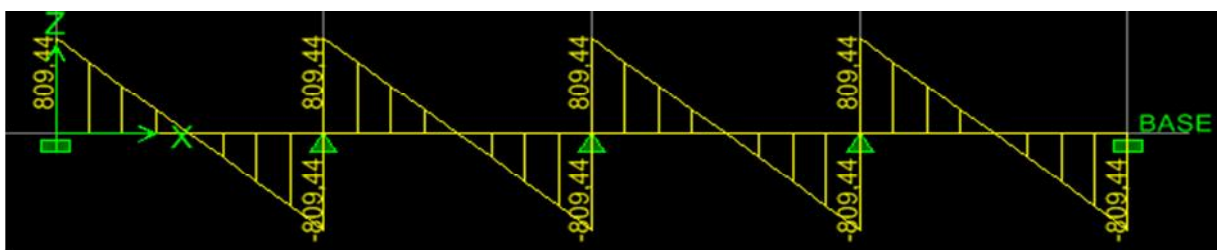


Fig VIII.19 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).

KN/ml

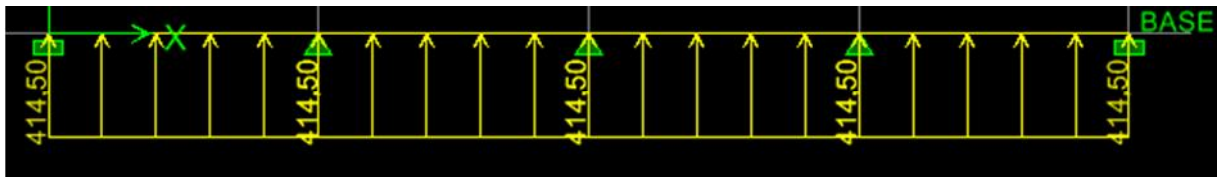


Fig VIII.20 : Le chargement à l'ELS.

KN.m

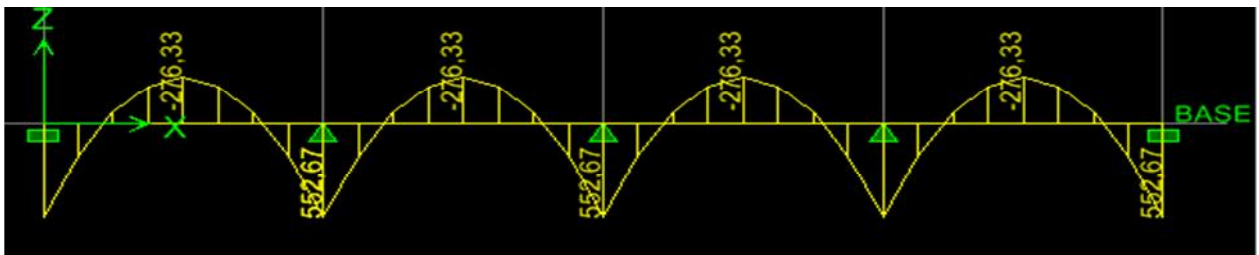


Fig VIII.21 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).

KN/ml

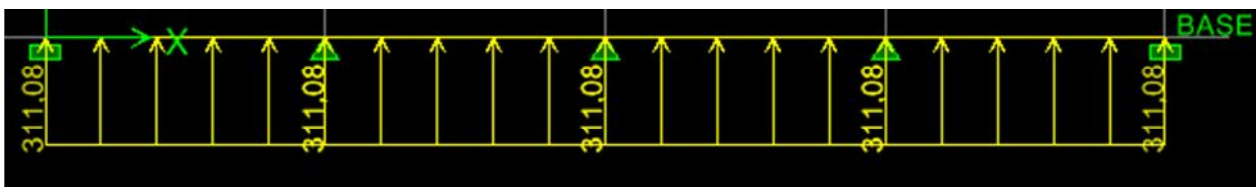


Fig VIII.22 : Le chargement à l'ELS.

KN

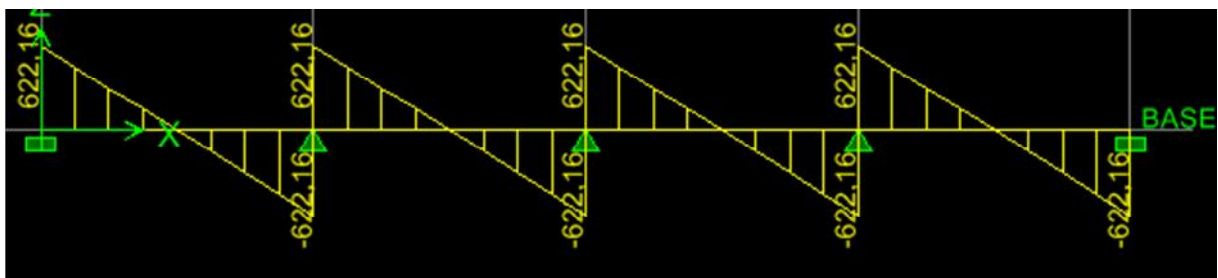


Fig VIII.23 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	460,19	353,71	719,04	552,67
M_{tmax} (KN.m)	216,01	166,03	359,52	276,33
T_{max} (KN)	647,55	497,73	809,44	622,16

Tableau VIII.8 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures

Armatures longitudinales $b=50$ cm $d=75$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=34,8$ MPa

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
xx	Appuis	460,19	0,115	0,938	SSA	18,79	6HA16 + 6HA14 = 21,29
	Travée	216,01	0,054	0,972	SSA	8,51	6HA12 + 6HA10= 11,49
yy	Appuis	719,04	0,180	0,900	SSA	30,61	6HA20 + 6HA16 = 30,90
	travée	359,52	0,090	0,953	SSA	14,45	6HA14 + 6HA12 = 16,01

Tableau VIII.9: Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales

$$s_t \quad \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit :} \quad = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

- **En zone nodale**

$$S_t \quad \min\left\{\frac{h}{4}; 12 \cdot s_{lmax}\right\} = \min\left\{\frac{80}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{20; 24\} = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \quad \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2HA14 = 1,54 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 4,53 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 30,90 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 16,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale :** $T_u^{\max} = 647,55 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{647,55}{50 \times 75} = 0,17 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal:** $T_u^{\max} = 809,44 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{809,44}{50 \times 75} = 0,22 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le béton**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	21,29	353,71	0,568	0,888	29,64	249,46	348	8,42	15	Cv
	Travée	11,49	166,03	0,306	0,913	42,47	211,02	348	4,97	15	Cv
yy	Appuis	30,90	552,67	0,824	0,870	23,46	274,11	348	11,68	15	Cv
	travée	16,01	276,33	0,427	0,900	35,00	255,70	348	7,30	15	Cv

Tableau VIII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

IX Etude du mur de soutènement

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

IX- 1 pré dimensionnement du mur de soutènement

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

IX-1.1 Caractéristiques du sol

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN/ml}$

Poids volumique des terres $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$

Cohésion $c = 0$

IX-1.2 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,52$$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

IX-1.3 Calcul des sollicitations

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad \sigma_{H1} = 0,52 \times 1,5 \times 10 = 7,80 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4 \text{ m} \quad \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 4 + 1,5 \times 10) = 55,54 \text{ KN/m}^2$$

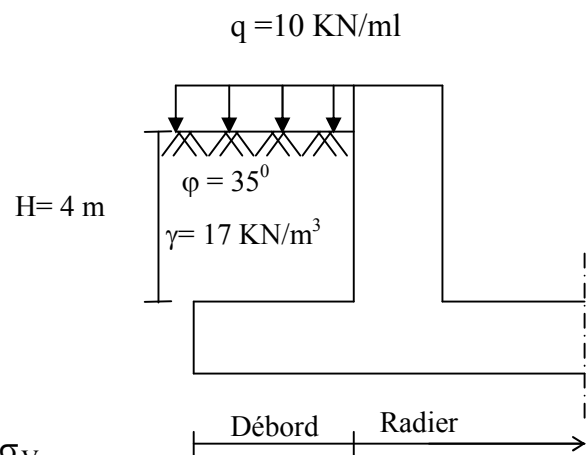


Fig. IX.1

ELS:

$$H = K_0 \times \gamma \times h = K_0(q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \quad H_1 = 0,52 \times (10 + 17 \times 0) = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4 \text{ m} \quad H_2 = 0,52 \times (10 + 17 \times 4) = 40,56 \text{ KN/m}^2$$

IX-1.4 Diagrammes des contraintes

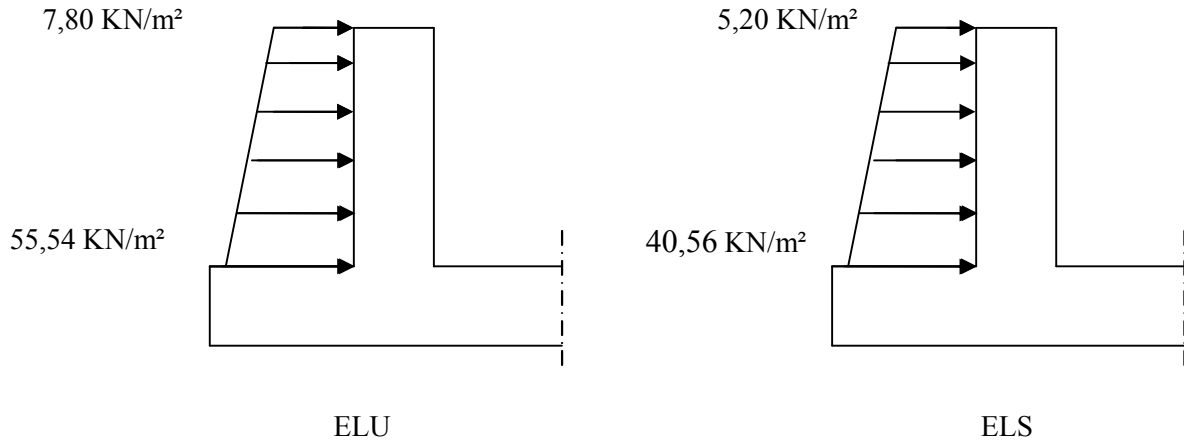


Fig. IX.2.diagramme des contraintes.

IX-1.5 Charge moyenne

$$\text{ELU} \quad q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 55,54 + 7,80}{4} = 43,61 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 40,56 + 5,20}{4} = 31,72 \text{ KN/ ml}$$

IX-2 Ferrailage du mur de soutènement

IX-2.1 Méthode de calcul

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

IX-2.2 Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut 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 aux appuis : 0,5

IX-2.3 Identification des panneaux

$$l_x = 3,20 \text{ m}$$

$$l_y = 4,00 \text{ m}$$

$$= \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,00} = 0,8 \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

IX-2.4 Calcul des moments isostatiques

a) ELU :

$$= 0,8 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0565 \times 43,61 \times 3,20^2 = 25,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 25,23 = 15,01 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,75.

Aux appuis : $M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 25,23 = -12,62 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 25,23 = 18,92 \text{ KN.m}$

- **sens YY :**

Aux appuis : $M_a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 15,01 = -7,51 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 15,01 = 11,26 \text{ KN.m}$

b) ELS :

$$= 0,8 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0632 \times 31,72 \times 3,20^2 = 20,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,710 \times 20,53 = 14,58 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **sens XX :**

Aux appuis : $M_a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 20,53 = -10,27 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 20,53 = 15,40 \text{ KN.m}$

➤ **sens YY :**

Aux appuis : $M_a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 14,58 = -7,29 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 14,58 = 10,94 \text{ KN.m}$

IX-2.5 Calcul des armatures :

$h = 20 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$A_{min} = 0,10\% \cdot b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{St}}$$

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_U	μ_l	section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A adoptée (cm^2)	e (cm)
XX	Appuis	-12,62	0,030	0,392	SSA	0,985	2,17	2	4HA10=3,14	25
	Travée	18,92	0,046	0,392	SSA	0,976	3,28	2	4HA12=4,52	25
YY	Appuis	-7,51	0,018	0,392	SSA	0,991	1,28	2	4HA10=3,14	25
	Travée	11,26	0,027	0,392	SSA	0,986	1,93	2	4HA12=4,52	25

Tab. IX.1 : ferrailage du mur de soutènement.

IX-2.5 Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

IX- 3 vérifications à l'ELS**a) vérification de la contrainte dans le béton**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha = \gamma/d < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs.
XX	Appui	-12,62	-10,27	1,23	0,072	0,37	vérifiée
	Travée	18,92	15,40	1,23	0,072	0,37	vérifiée
YY	Appui	-7,51	-7,29	1,03	0,061	0,27	vérifiée
	Travée	11,26	10,94	1,03	0,061	0,27	vérifiée

Tab. IX.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

b) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{320} = 0,063 > \frac{M_t}{20M_U} = 0,04 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,28}{100 \times 17} = 0,0019 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

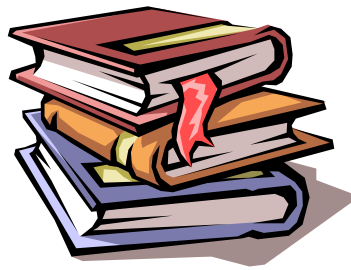
Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

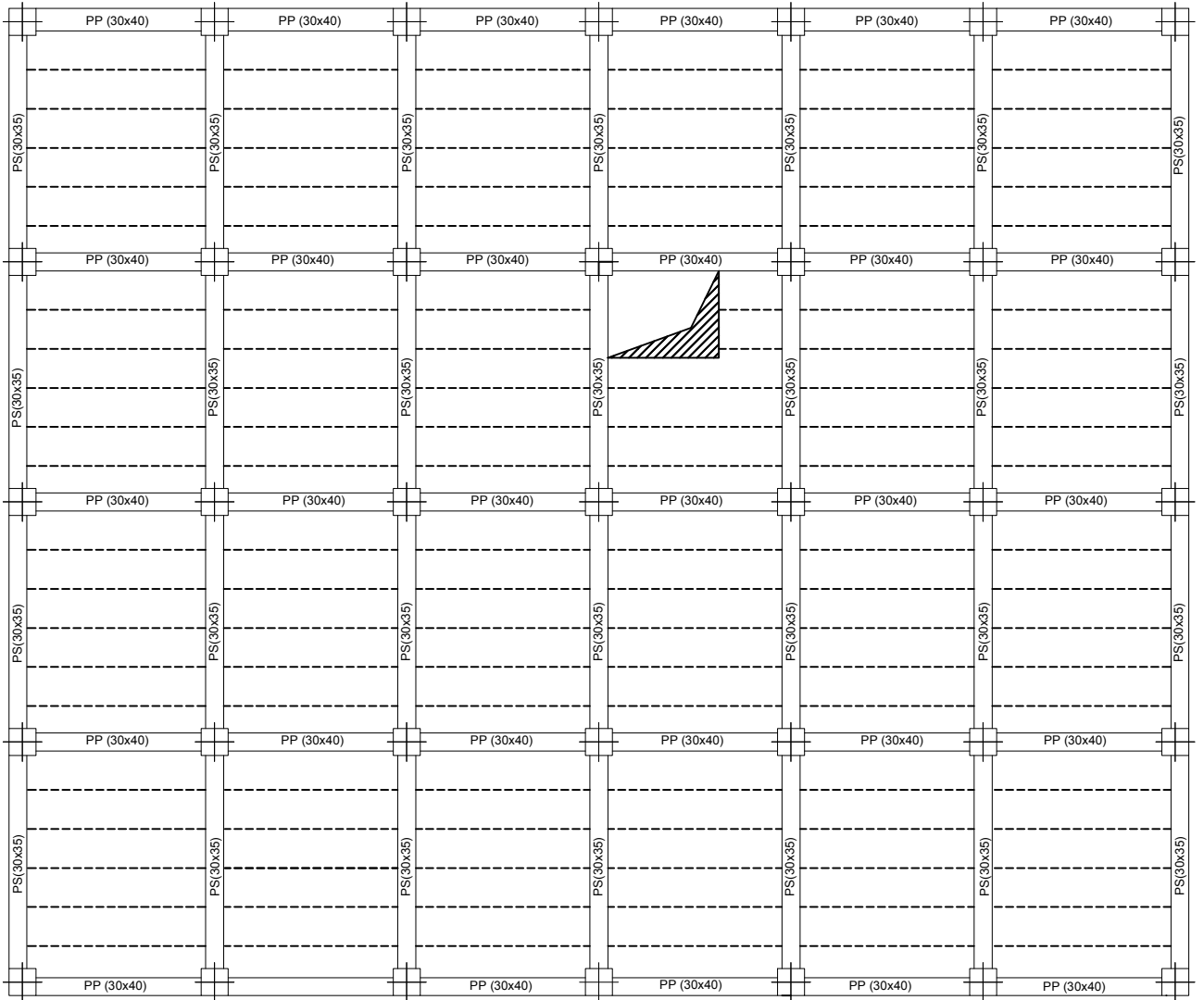
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS, Autocad... que nous avons appris à les appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

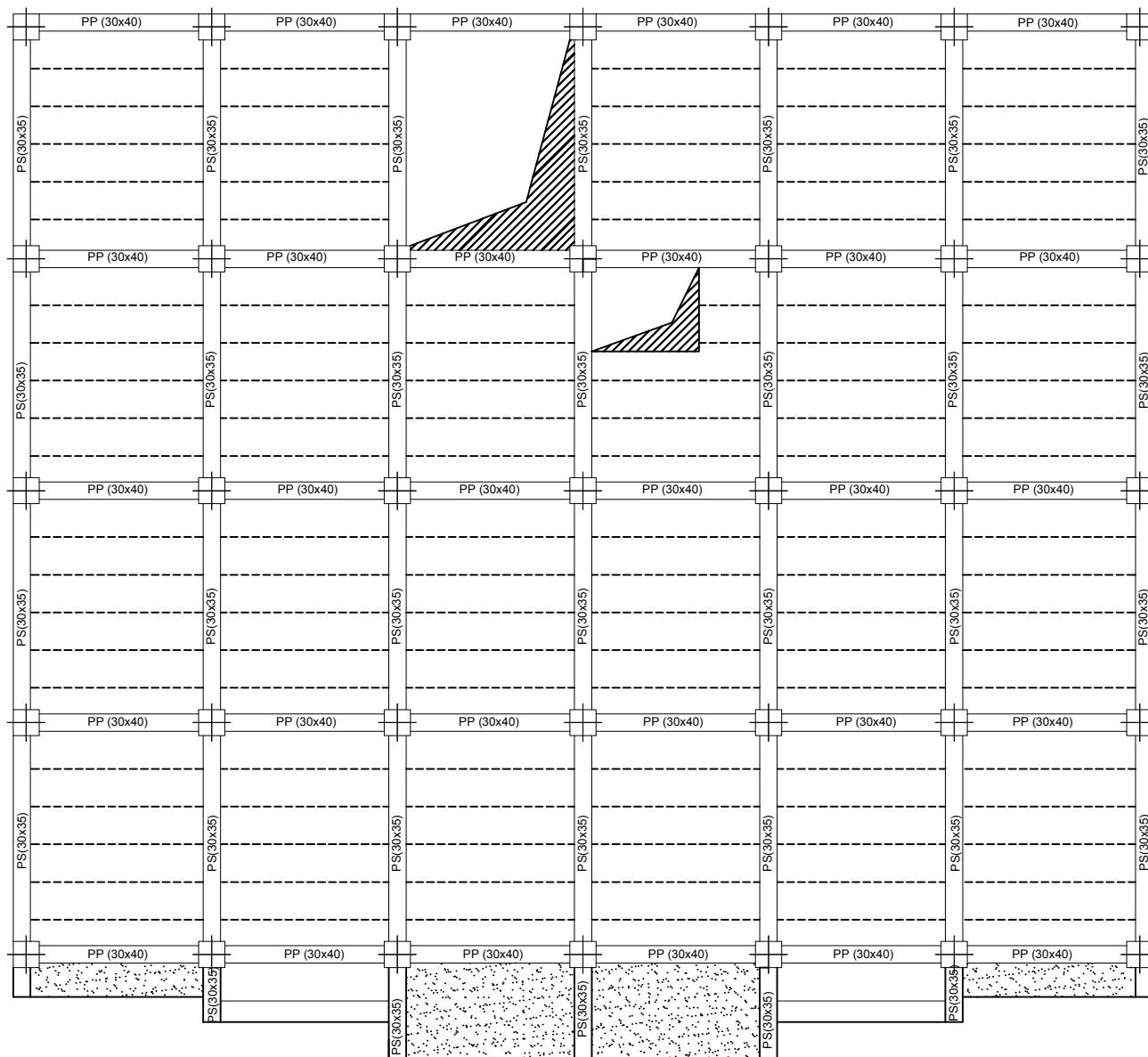
Bibliographie



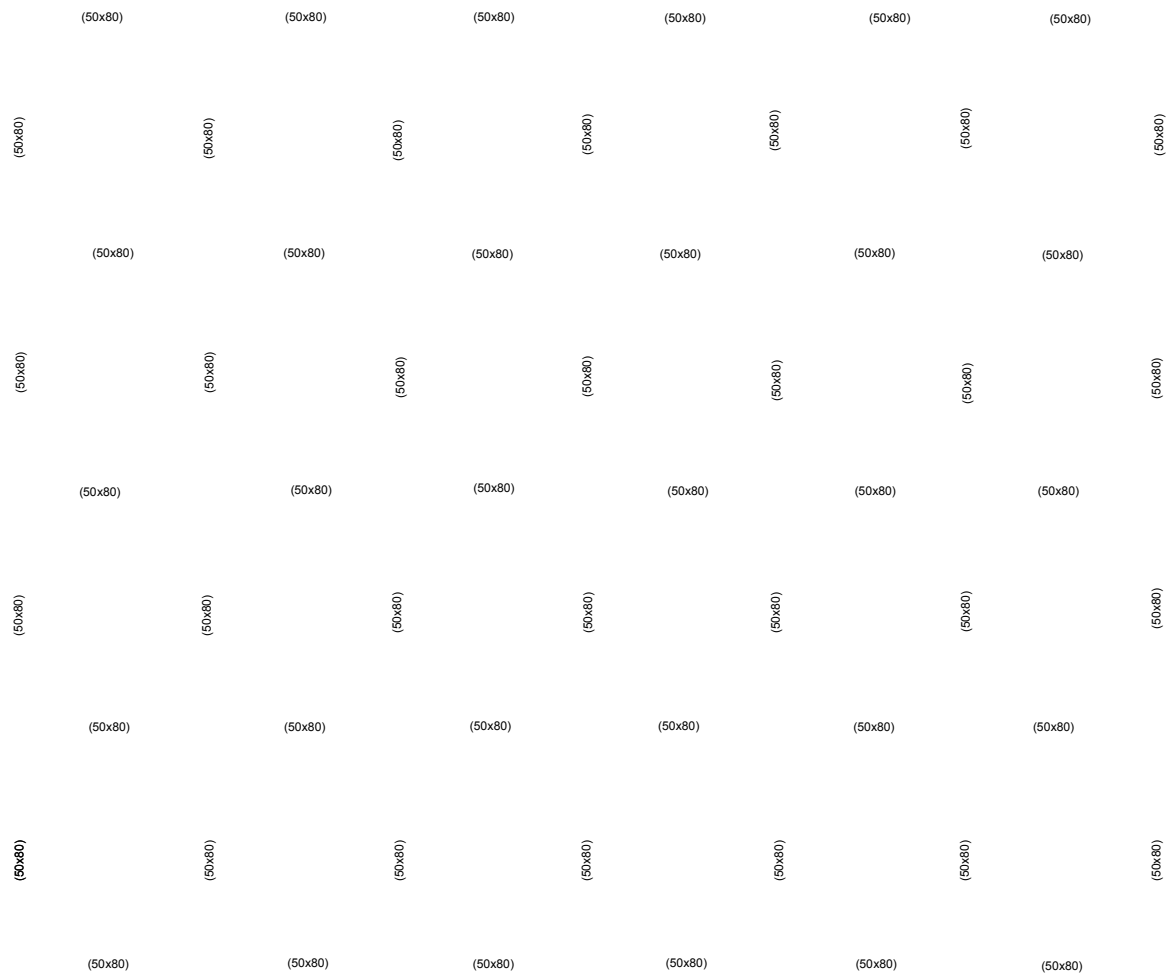
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
Jean PERCHAT, Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



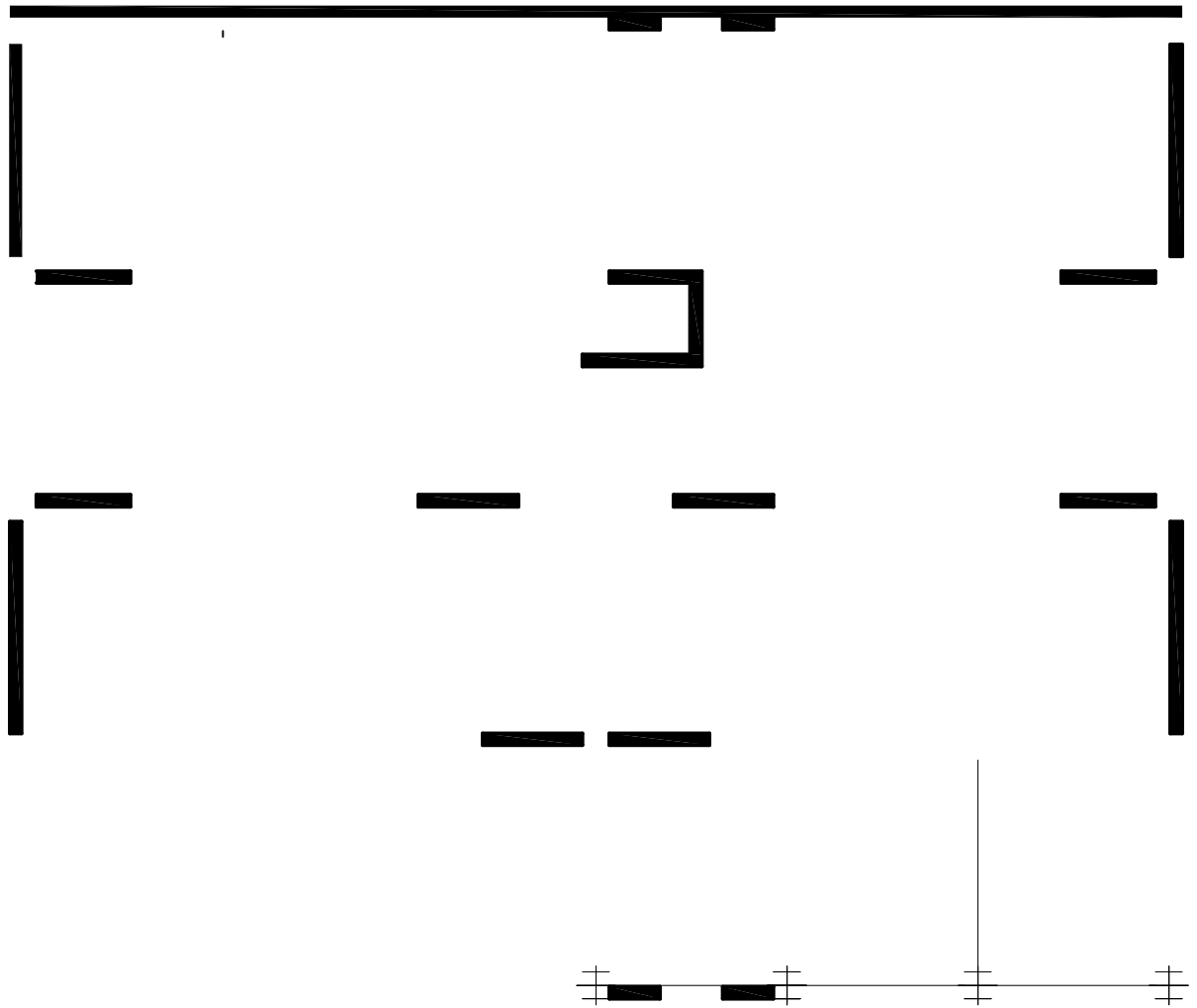
PLAN DE COFFRAGE DU SOUS SOL



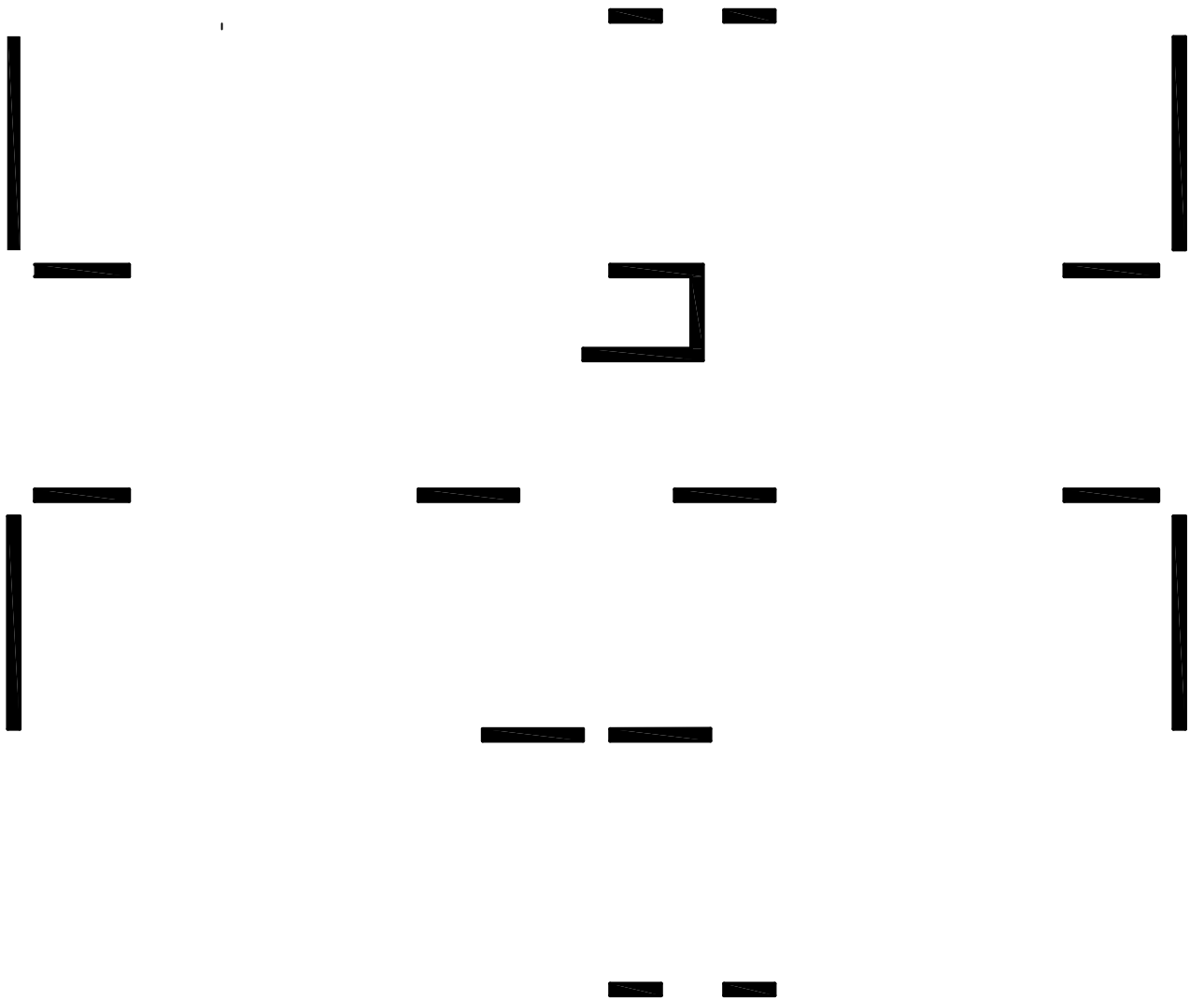
PLAN DE COFFRAGE DU RDC



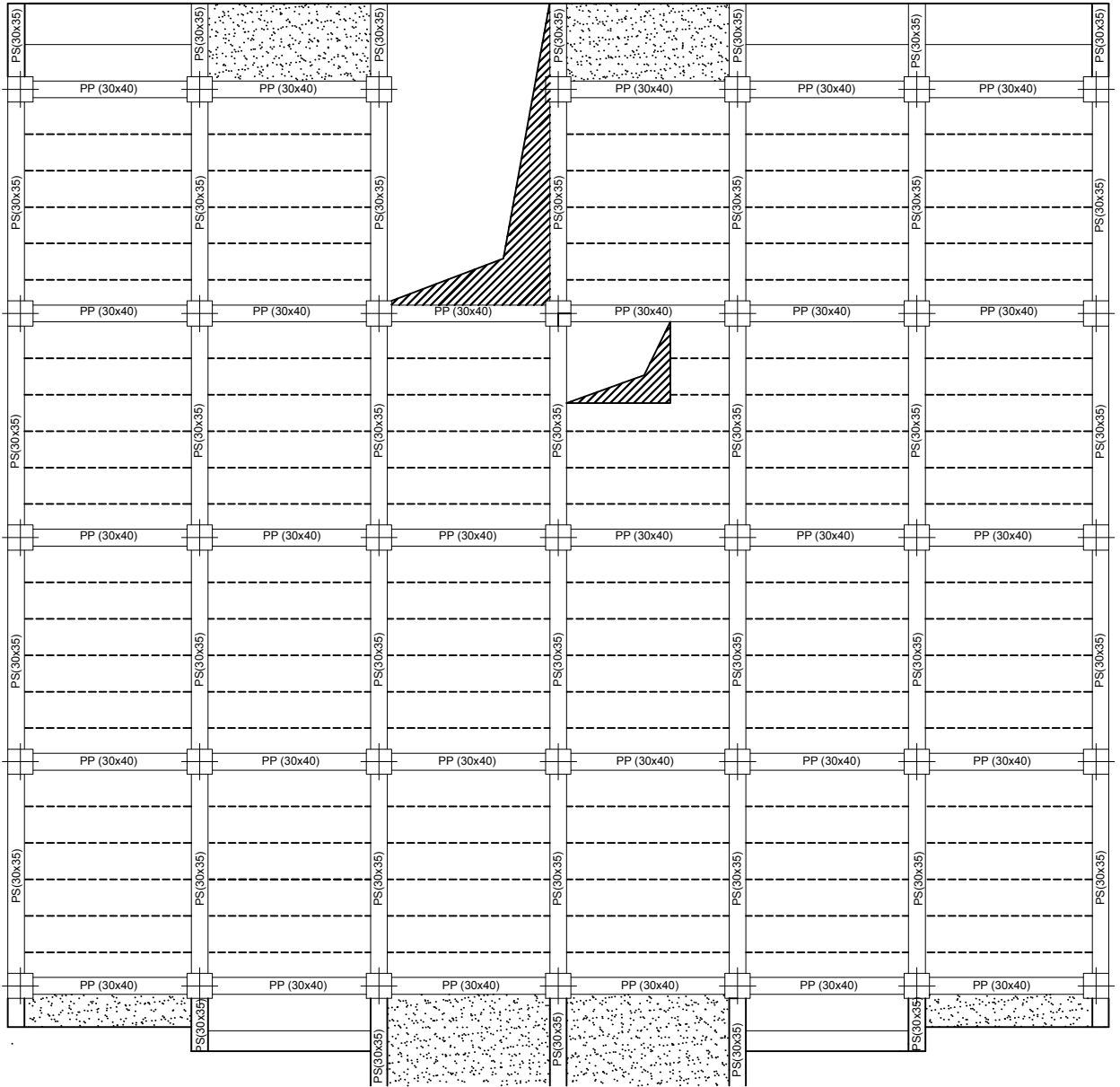
PLAN DE COFFRAGE DU RADIER



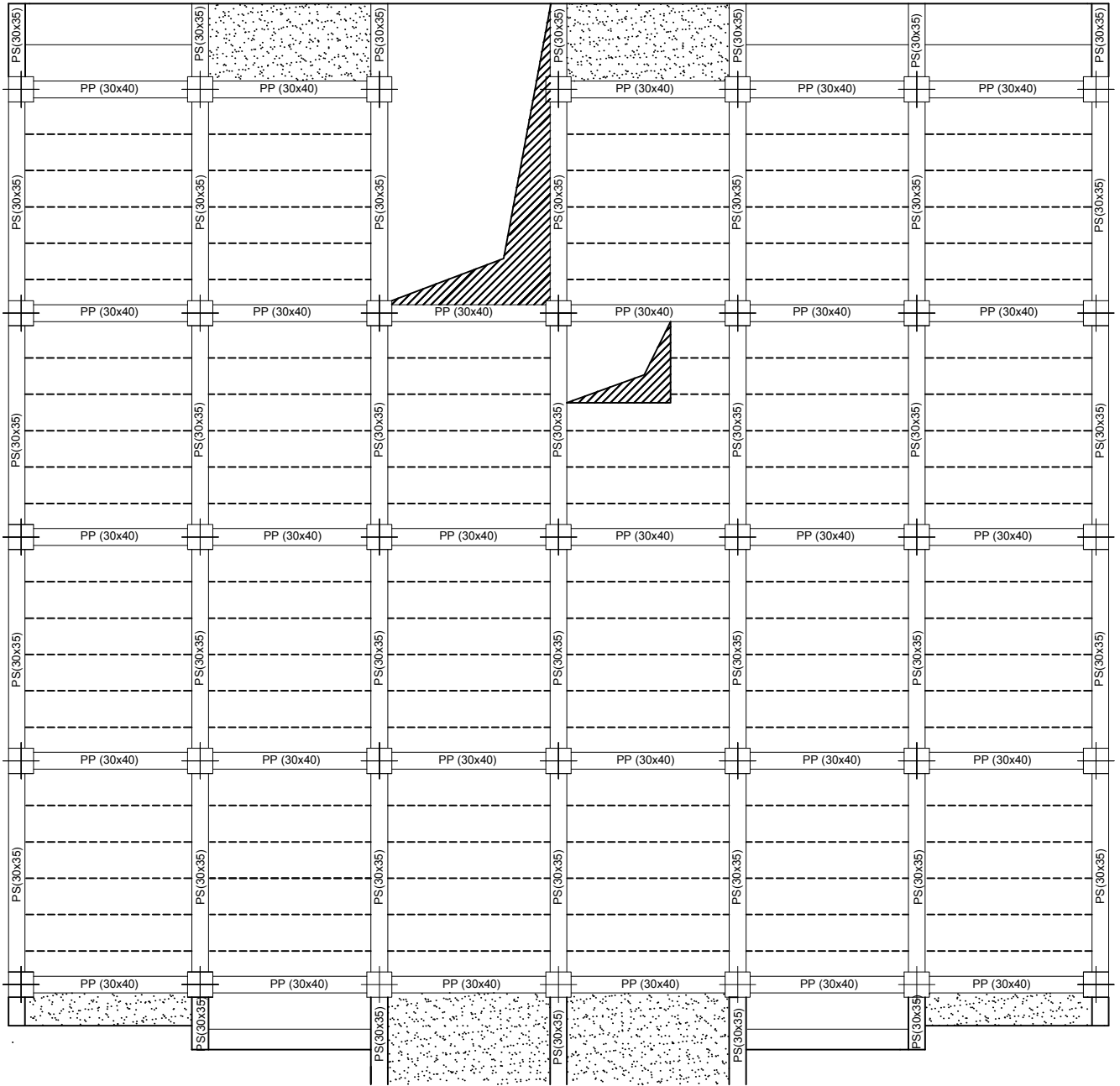
DISPOSITION DES VOILES DU SOUS-SOL



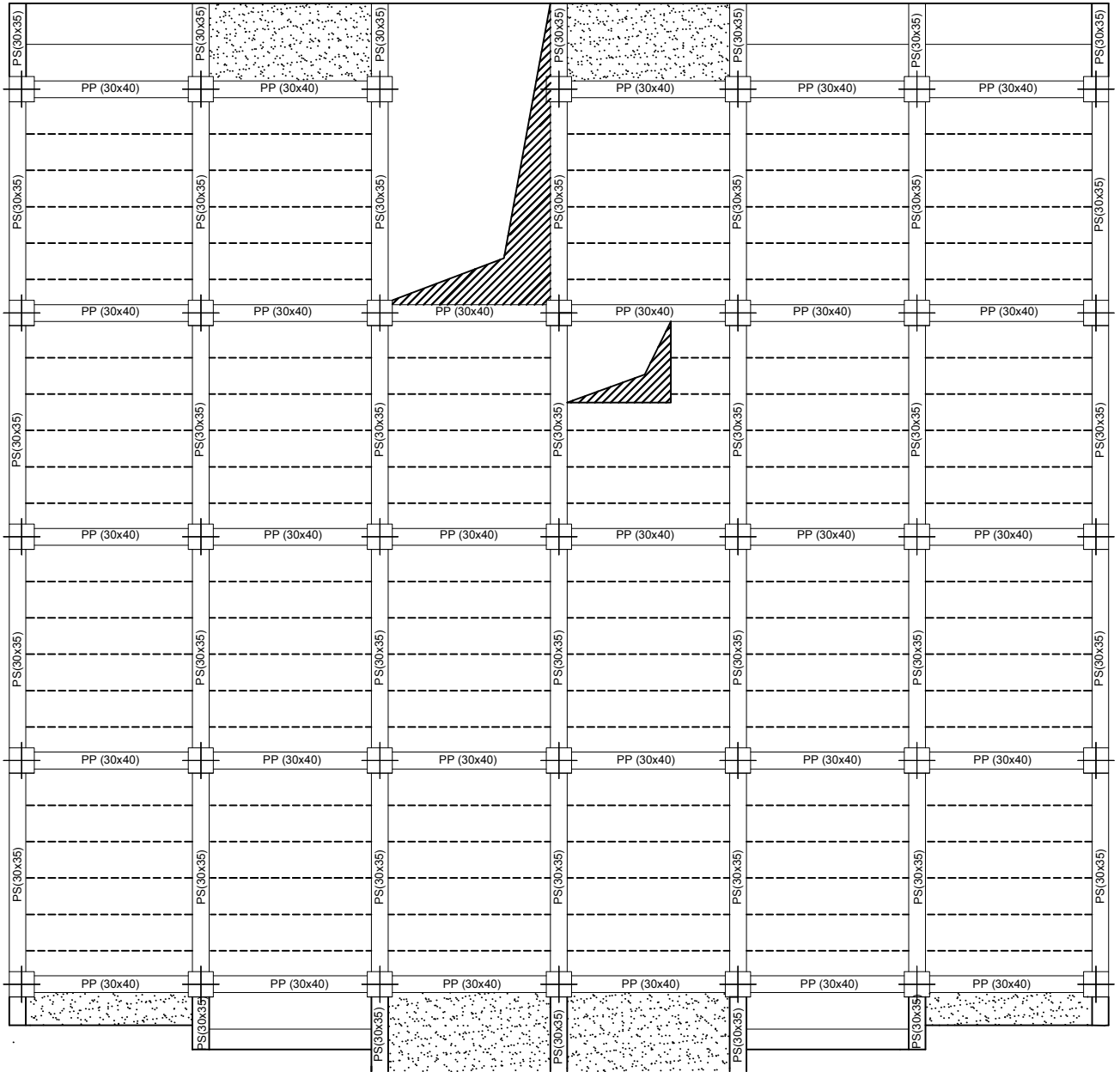
DISPOSITION² DES VOILES



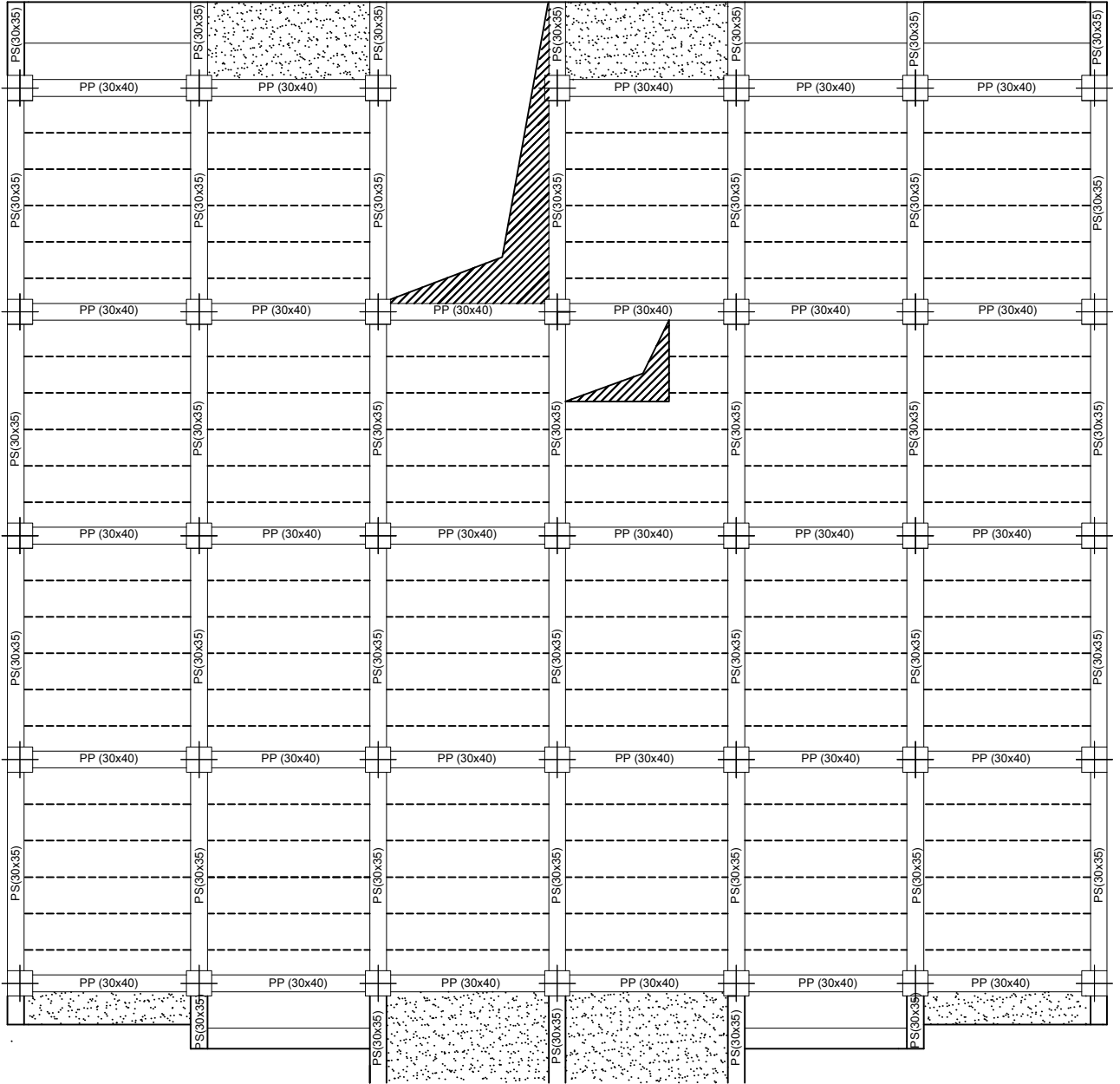
PLAN DE COFFRAGE DU 1 ETAGE



PLAN DE COFFRAGE DU 2,3,4 ETAGE



PLAN DE COFFRAGE DU 5,6,7 ETAGE



PLAN DE COFFRAGE DU 8,9,10 ETAGE