

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

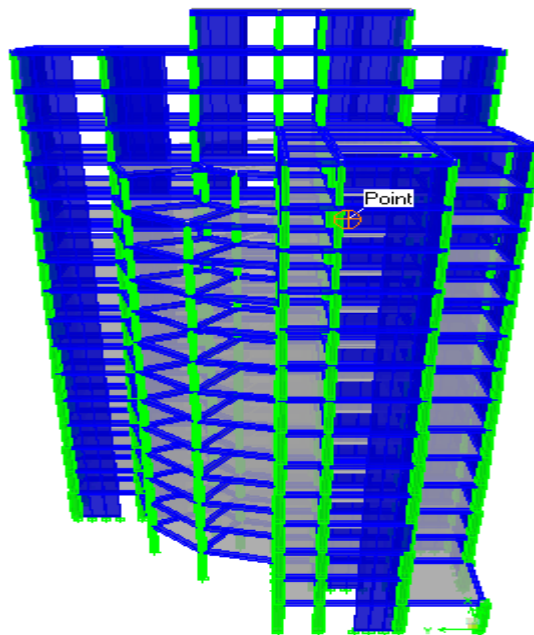


MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option Constructions civiles et industrielles

THEME

**ETUDE D'UNE STRUCTURE (R + 14 + S-S)
A USAGE DE BUREAU, EN PORTIQUE ET VOILE
(APPLICATION DU LOGICIEL ETABS)**



Réalisé par :

- M^{lle}. AMRANI Lynda
- M^{lle}. BAZIZ Sabrina

Dirigé par :

M^r. MEGHLAT.E

Promotion 2015/2016

INTRODUCTION

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout .

L'Algérie présente une vulnérabilité élevé au séisme du fait de sa situation géographique, après avoir subie de nombreux séisme dévastateurs notamment celui (du 21 mai 2003) qui secoué les régions centre du pays, la réglementation de la construction s'est vu renforcé par de nouvelles normes de sécurité plus strictes. à cet effet l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventements à choisir...). Pour le calcul de ces ouvrages nous devons appliquer les règlements en vigueur, à savoir le (RPA99/version2003) et les règlements (BAEL91/modifiée99).

L'objet de notre travail est l'étude d'une structure en (R+14+1sous sol) a usage de bureaux contreventée par voiles, et qui repose sur un radier général

Notre travail se subdivise en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. puis nous procéderons à l'établissement des descentes de charges ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments , enfin nous calculerons le ferrailage des différents éléments secondaire (acrotère, escalier ..etc.)

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux .pour y arriver , nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) qui nous permettra d'avoir les résultats suivant :

- les caractéristiques vibratoires (période propre et mode propre) de la structure
- les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux, voiles

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations dont nous exposerons la méthode de calcul ainsi que le mur plaque

INTRODUCTION

L'étude en génie civil nous incite à faire un calcul précis, afin d'assurer la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés pendant et après la réalisation pour un cout optimal.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le (BAEL91, et le RPA99/modifiée2003).

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le sujet de notre mémoire consiste en l'étude d'une structure en (R+14+1Sous-sol) à ossature portiques et voiles, à usage de bureaux. Cet ouvrage est implanté à Alger, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III).

Le bâtiment est composé de :

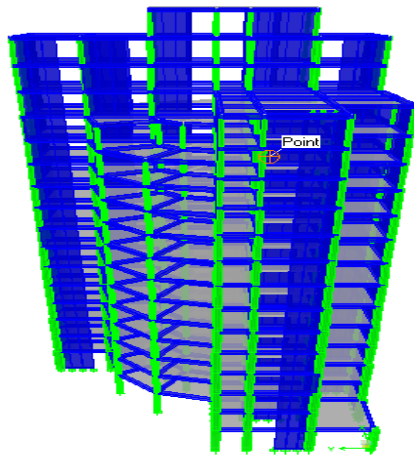
- Un sous-sol magasin aux besoins des fonctionnaires.
- Quinze étages à usage de bureaux.
- Trois cages d'escalier.
- Trois cages d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiées.99) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes et charges d'exploitation ;

I-1-1-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment a pour dimensions :



➤ **En plan :**

- Longueur totale $L = 30.70$ m
- Largeur totale $l = 25.30$ m

➤ **En élévation :**

- Hauteur totale (plancher) $H_T = 52.19$ m
- Hauteur du sous-sol $H_{ss} = 3.74$ m
- Hauteur du RDC $H_{RDC} = 3.23$ m
- Hauteur de l'étage courant $H_E = 3.23$ m
- Hauteur de l'acrotère $H_A = 0.45$ m

I-1-2 Eléments de l'ouvrage :

❖ **la superstructure :**

Partie d'une construction située au-dessus du sol elle est composée de :

- L'ossature :
Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure)
Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations
- Les planchers:
Forment une plate-forme horizontale séparent les étages d'une construction. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique :
Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.
- Fonction d'isolation :
Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ✓ Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
 - ✓ Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé
- Escaliers:
Se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni de trois cages d'escaliers pour assurer l'accès à tous les niveaux. Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.
 - Cage d'ascenseur:
Seul élément mobile à l'intérieur de l'immeuble. Notre ouvrage sera constitué de trois cages d'ascenseur réalisées en BA
 - La maçonnerie :
Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 15cm d'épaisseur (partie extérieure) et 10cm d'épaisseur (partie intérieure) séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.
 - Les revêtements :
 - _ Carrelages pour les planchers et les escaliers ;
 - _ Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux ;
 - _ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
 - _ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
 - Acrotère :
La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.45 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

- Terrasse inaccessible :
Notre bâtiment sera muni d'une terrasse Inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.
- ❖ **L'infrastructure :**
L'infrastructure est un ensemble d'éléments structuraux interconnectés qui fournissent le cadre pour supporter la totalité de la structure. Elle est constituée de :
 - Fondations :
La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le sol. Elle transmet les charges et les surcharges de la structure au sol et elle assure sa stabilité sans tassement ni glissement.
Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
 - Mur plaque : est un mur de soutènement qui est plaqué contre les poteaux,.

I-2 Les matériaux

I-2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIEUX :

Le béton et l'acier sont les deux matériaux les plus importants dans la réalisation de cet ouvrage ; ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour les aciers. Ils doivent répondre aux règles du RPA99 modifié en 2003 ainsi qu'aux règles du béton aux états limites BAEL91 modifié 99

I-2- 1- Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulat (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction. Il sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA).
Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance caractéristique a la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL91/A. 2. 1, 12}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

❖ Module de déformation du béton :

● **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{A. 2.1,21/ BAEL 91})$$

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

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

● **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, nous utilisons le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (\text{A. 2.1,22/ BAEL 91})$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}.$$

Module de déformation transversale du béton :

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta L / L$: déformation relative longitudinale

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et

longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

❖ Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

Etats limites ultimes (E.L.U) :

C'est l'état pour le quel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3,41/BAEL 91})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ situation courante,

$\gamma_b = 1.15 \mapsto$ situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 h,

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

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

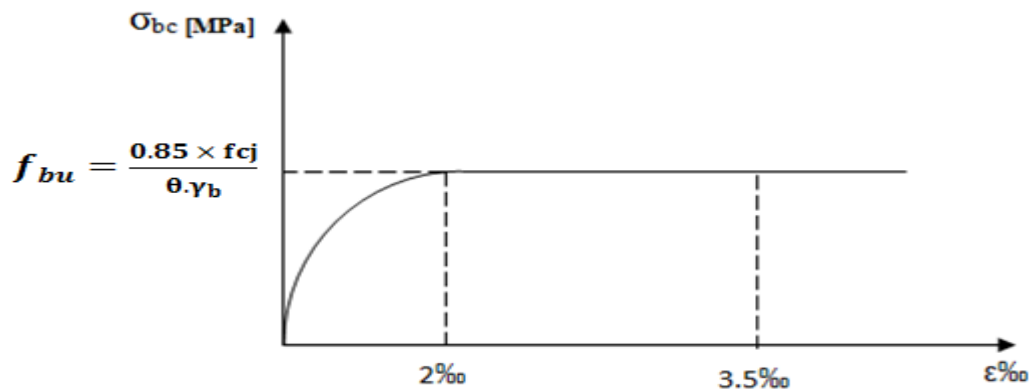


Figure 1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

Etats limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad \text{Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ à l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25 kN/m^3

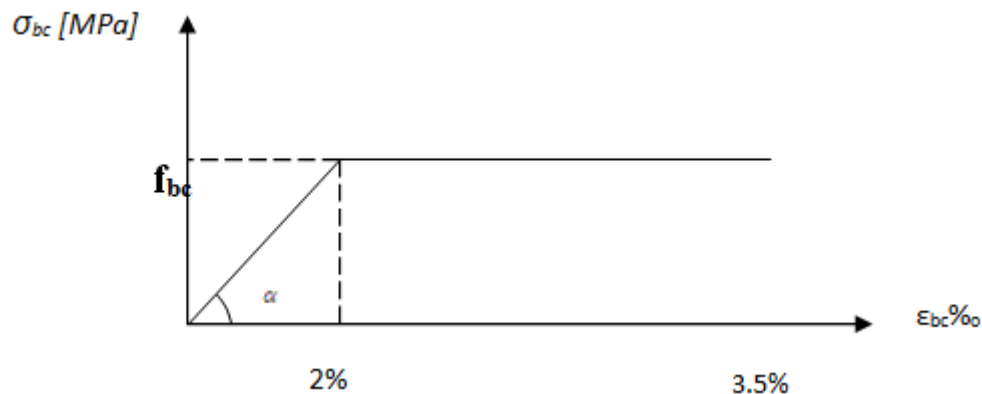


Figure 2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I-2-2 Acier

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées).

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400].....f_e = 400 MPa

Treillis soudés [TL 520].....f_e = 520 MPa

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

E_s = 2. 10⁵ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante :

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

- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e: Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : coefficient de sécurité
- $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour les situations durables.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

Tableau 1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
f _e = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPa
f _e = 500MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPa

❖ Contrainte ultime de service des aciers :

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{A.4.5, 32 BAEL91}).$$

- **Fissuration préjudiciable** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 33 BAEL91)}.$$

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}.$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi \geq 6\text{mm}) \\ \eta = 1,6 \quad \text{pour les HA } (\varphi < 6\text{mm}) \end{array} \right.$$

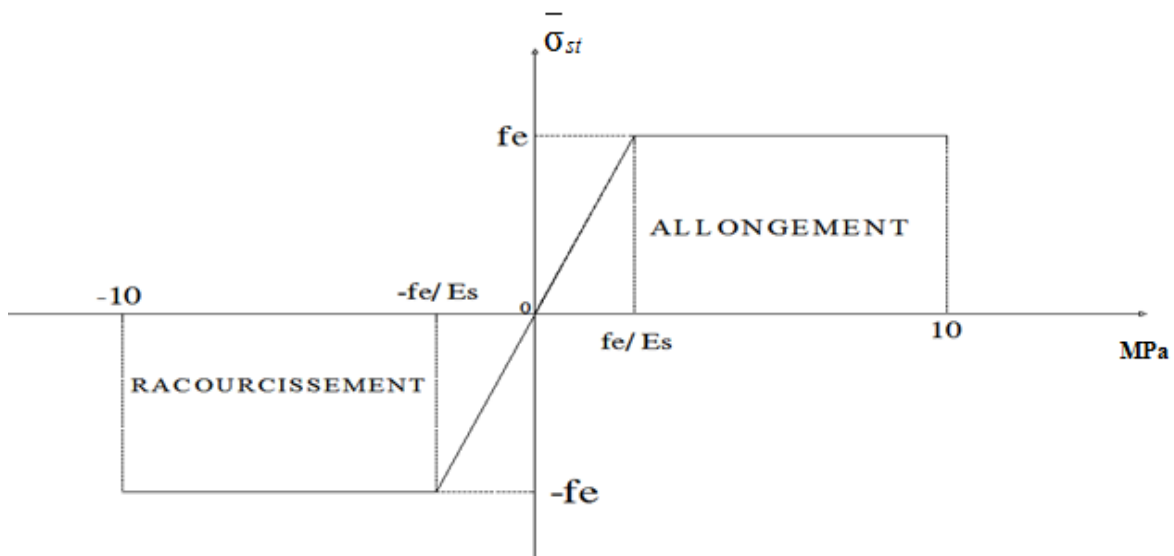


Figure 3- Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

Nous devons donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C = 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Coffrage :

Nous optons pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres).

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons déterminé les différents éléments que contiennent notre ouvrage, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui vont suivre, tout en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant. Tout en respectant les recommandations des règles de conception Nous passons au pré-dimensionnement des éléments (les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles). En faisant référence aux règles parasismiques Algérienne (RPA99 /2003) et aux normes techniques, ainsi que les bases du BAEL91

II.1. Prédimensionnement des planchers:

II.1.1. Plancher en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.

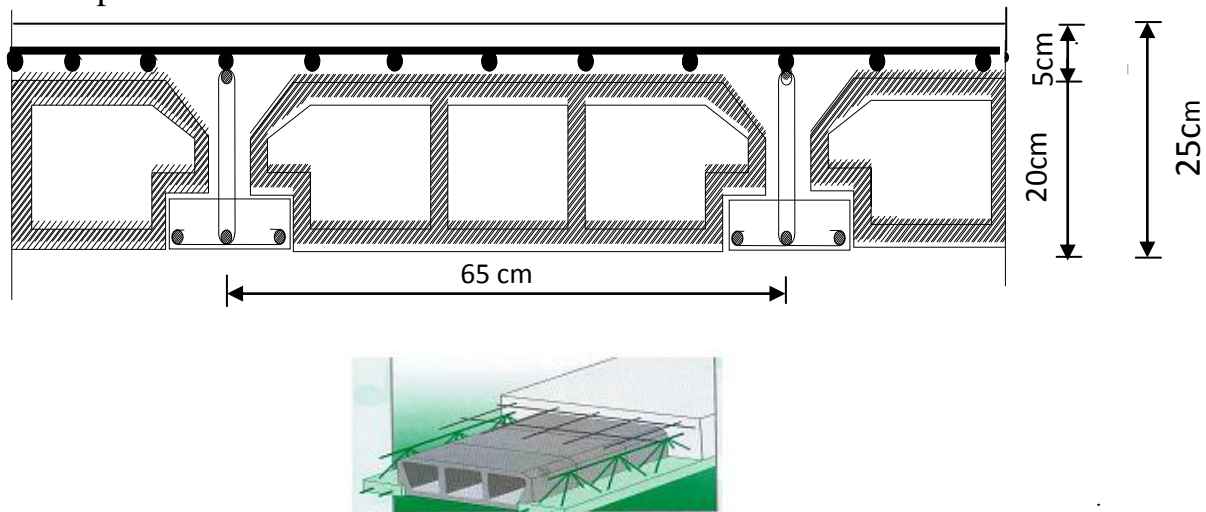


Figure 1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- Pré-dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{article B.6.8,4 24/BAEL 91})$$

Avec :

- L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond a celle d'un poteau en zone III. Dans notre cas :

$$L_{\max} = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

Nous aurons donc : $ht = \frac{510}{22.5} = 22.67 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de 25 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de **20 cm** et d'une dalle de compression de **5 cm**.

II.1.2 DALLES PLEINES :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance à la flexion, la résistance au feu, et l'isolation acoustique.

II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion :

- La dalle carrée appuyée sur 3 cotés:

Epaisseur de la dalle $E_p = \frac{lx}{40} = \frac{313}{40} = 7.8 \text{ cm}$ (Belazougui)

On prend $E_p = 25 \text{ cm}$.

- La dalle triangulaire appuyée sur 3 appui :

Epaisseur de la dalle $E_p = \frac{lx}{40} = \frac{2.8}{40} = 7 \text{ cm}$ (Belazougui)

On prend $e_p = 15 \text{ cm}$

II.1.2.2. Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

- $e_p \geq 7 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

On prend $e = 11 \text{ cm}$

II.1.2.3. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Donc : $e = \max(11, 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15cm pour la dalle triangulaire,

Et une épaisseur de 25cm pour la dalle carrée.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé ; qui assurent le transfert des charges et surcharges des planchers aux éléments porteurs (poteaux, voiles), ainsi que le chaînage des éléments. Les dimensions des poutres doivent respectées les conditions suivantes :

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

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

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

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

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b < 4 \quad \text{(RPA 99/ Art 7.5.1)}$$

Poutres principales (PP) : Constituent un appui aux poutrelles. Leurs dimensionnement ce fera on considérants la plus grande portée.

La largeur et la hauteur de la poutre sont données comme suit :

$$\begin{aligned} L/15 &\leq h_t \leq L/10 \\ 0.4 h_t &\leq b \leq 0.7 h_t \end{aligned}$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L=540 \text{ cm}$).

$L = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$ (poteau rectangulaire)

$34 \leq h_t \leq 51 \Rightarrow$ Nous prendrons : $h_t = 45 \text{ cm}$.

$18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité $b = 30 \text{ cm}$.

$L = 540 - 35 = 505 \text{ cm}$ (poteau circulaire)

$33.67 \leq h_t \leq 50.5 \Rightarrow$ nous prendrons : $h_t = 45 \text{ cm}$

$18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité **$b = 30\text{cm}$** .

Poutres secondaires(PS) : Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs dimensionnement se fait suivant cette relation :

$$\begin{aligned} L/15 \leq h_t \leq L/10 \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \end{aligned}$$

On a $L = 540 - 30 = 510\text{cm}$ (**Poteau rectangulaire**)

La hauteur : $34 \leq h_t \leq 51 \Rightarrow$ Nous prendrons : **$h_t = 45\text{cm}$** .

La largeur : $18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ Nous prendrons : **$b = 30\text{cm}$** .

On a $L = 540 - 35 = 505\text{cm}$ (**Poteau circulaire**)

La hauteur $33.67 \leq h_t \leq 50.5 \Rightarrow$ nous prendrons : **$h_t = 45\text{cm}$**

La largeur $18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité **$b = 30\text{cm}$** .

Tableau 1 : vérification aux exigences du RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30\text{ cm}$	45 cm	45 cm	vérifiée
$b \geq 20\text{ cm}$	30cm	30cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.6	1.6	vérifiée

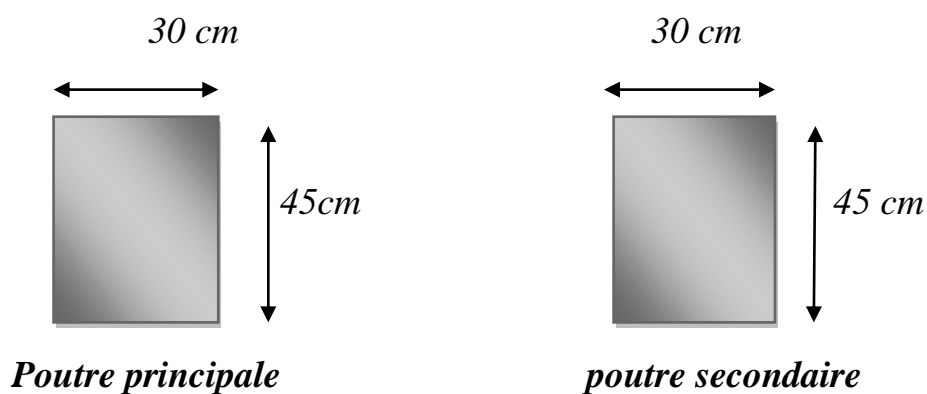


Figure 02 : Poutre Principales et Secondaires

II.3. Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les charges verticales.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Article 7.7.1.** du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

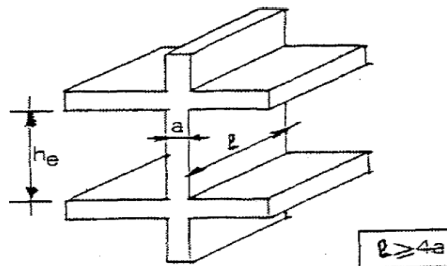
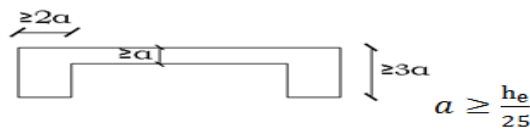


Figure 3 : a- Coupe du voile en élévation

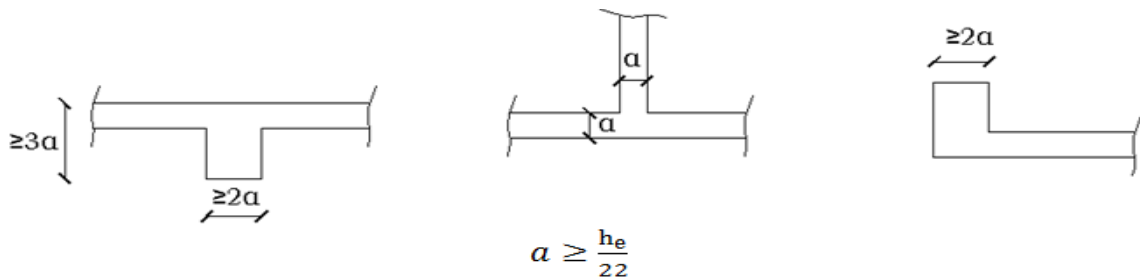
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

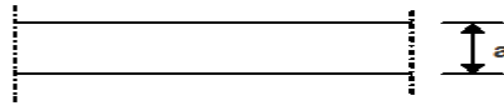
$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

1er cas :



2eme cas :



3eme cas :

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

Figure 4 –vue en plan du voile

Nous opterons pour le 3ème cas

- **Au niveau du Sous-sol:**

$$a \geq 374/20 = 18.7 \rightarrow a = 20\text{cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$L \geq 4 e_p = 100\text{cm.}$$

- **Au niveau du rez-de-chaussée et des étages courant :**

$$a \geq 323/20 = 16.15 \rightarrow a = 20\text{cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$L \geq 4e_p = 100\text{cm}$$

II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui sont les suivantes pour les poteaux de zone III

Poteaux rectangulaire :

- $\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

Poteaux circulaire :

- $D \geq 35 \text{ cm}$
- $D \geq h_e/15$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\text{D'après : } v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \text{ (RPA version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

$$\Rightarrow B_c = \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \quad \text{Avec } N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitation en tenant compte de la régression des surcharges.

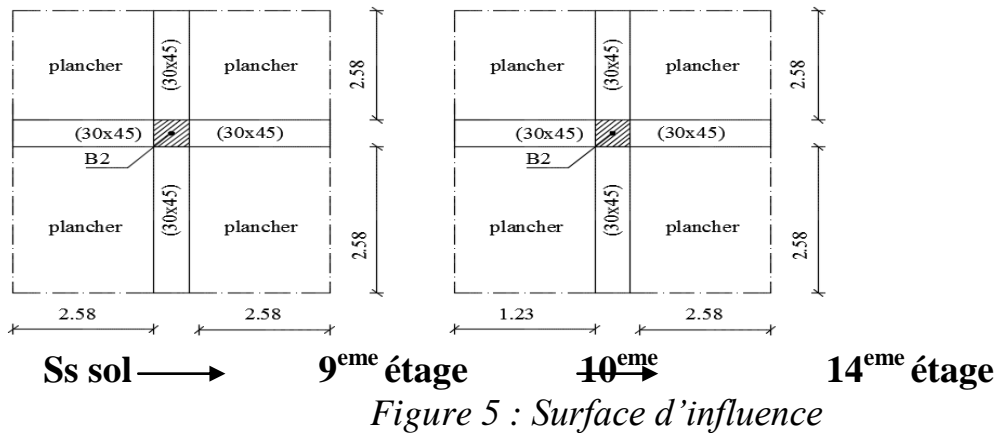
B_c : section des poteaux ($B_c = S$)

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA qui est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les poteaux rectangulaire et $D=35\text{cm}$ pour les poteaux circulaire

II 4.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (E2) sera déterminée comme suit :

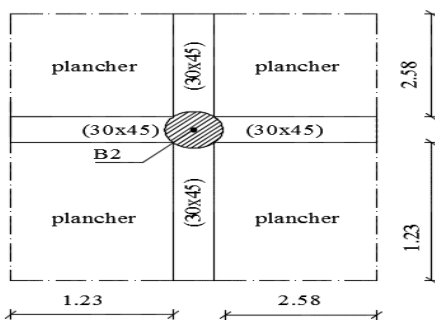
Poteaux rectangulaires :



$$S_{ss-9} = (2.58 \times 2.58) + (2.58 \times 2.58) + (2.58 \times 2.58) + (2.58 \times 2.58) = 26.6 \text{ m}^2$$

$$S_{10-14} = (2.58 \times 2.58) + (2.58 \times 2.58) + (2.58 \times 1.23) + (2.58 \times 1.23) = 19.66 \text{ m}^2$$

Poteaux circulaires :



$$S = (2.58 \times 1.23) + (1.23 \times 1.23) + (2.58 \times 1.23) + (2.58 \times 2.58) = 14.52 \text{ m}^2$$

II.4.2. Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2)

Charges permanentes « G » :

1) Plancher terrasse :

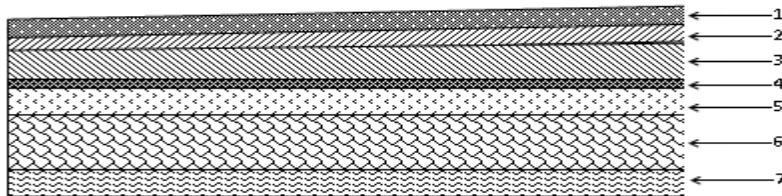


Figure 7 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(20+5) = 0.25	14	3.5
	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			G_{cc tot} = 6.31kN/m²	
			G_{dp tot} = 6.56 kn/m²	

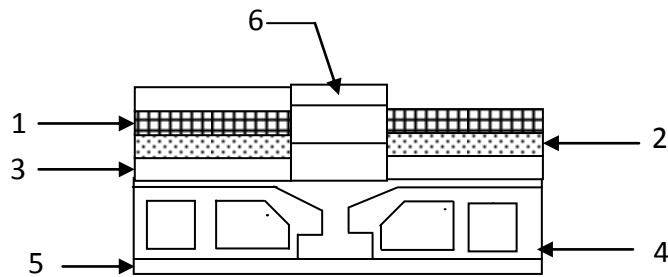
2) Plancher d'étage courant :

Figure 8 : Coupe verticale du plancher courant

Tableau 3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,25	14	3.5
	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses	0,10	9	0.90
G_{cc tot} = 5.76kN/m²				
G_{dp tot} = 6.01Kn/m²				

3) Maçonnerie :

▪ Mur extérieur :

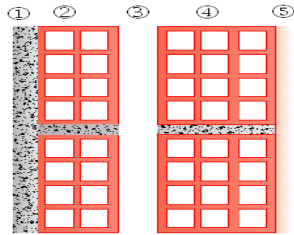


Figure 8 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 4 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0,36
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0.1	9	0,90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Cloison en briques creuses (12 trous)	0.15	8.67	1.3
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0,20
$G_{me} = 2.76 (kN / m^2)$				

▪ Mur intérieur :

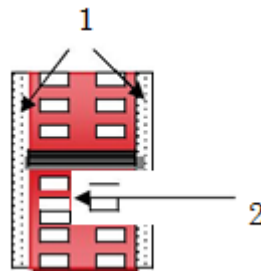


Figure 9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau 5 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
$G_{mi} = 1.3kN/m^2$				

4) Acrotère:

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse

La hauteur de l'acrotère est égale à : 45cm

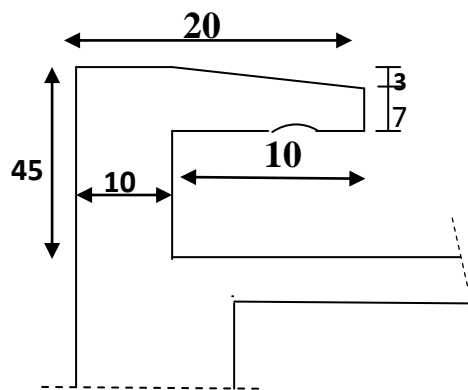


Figure 10: Coupe transversale de l'acrotère

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,45) = 0.0535$$

$$S = 0.0535m^2$$

$$G = 25 \times 0.0535 \times 1ml = 1.3375kN$$

Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Elément :	Surcharge (Q) [KN/m ²] :
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'bureaux	2.50
Escalier	2.50

Poids propre des éléments :

✓ **Poids du plancher:** $P = G \times S$

✓ **Poteau rectangulaire**

$$P_{\text{terrasse}} = 6.31 \times 19.66 = 124.71 \text{ kN}$$

$$P_{1-11} = 5.76 \times 26.6 = 153.22 \text{ kN}$$

$$P_{12-16} = 5.76 \times 19.66 = 113.24 \text{ kN}$$

✓ **Poteau circulaire**

$$P_{\text{terrasse}} = 6.31 \times 14.52 = 91.62 \text{ kN}$$

$$P_{1-16} = 5.76 \times 14.52 = 83.64 \text{ kN}$$

✓ **Poids des poutres :**

- Poutres de longueur de 5.1m:

$$P_{(p-s)} = 0.3 \times 0.45 \times 5.1 \times 25 = 17.2 \text{ kN.}$$

- Poutres de longueur de 2.4m:

$$P_{(p-s)} = 0.3 \times 0.45 \times 2.4 \times 25 = 8.1 \text{ kN.}$$

✓ **Poids des poteaux :**

✓ **rectangulaire**

$$- G_{\text{pss}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.74 = 8.42 \text{ kN}$$

$$- G_{\text{P étage}} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.23 = 7.27 \text{ kN}$$

✓ **circulaire**

$$- G_{\text{PSS}} = 25 \times 0.175^2 \times \pi \times 3.74 = 8.99 \text{ kN}$$

$$- G_{\text{P étage}} = 25 \times 0.175^2 \times \pi \times 3.23 = 7.77 \text{ kN}$$

Surcharges d'exploitation:✓ **Rectangulaire**

- $Q_{\text{terrasse}} = 1.00 \times 19.66 = \mathbf{19.66kN}$.
- $Q_{\text{ss-9}} = 2.50 \times 26.6 = \mathbf{66.5kN}$.
- $Q_{10-14} = 2.5 \times 19.66 = \mathbf{49.5kN}$

✓ **Circulaire**

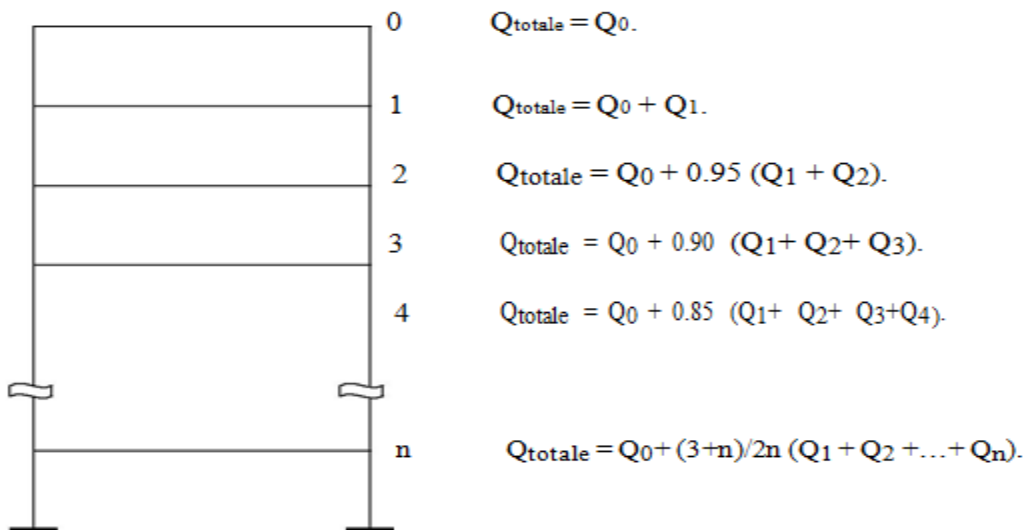
- $Q_{\text{terrasse}} = 1.00 \times 14.52 = \mathbf{14.52kN}$.
- $Q_{\text{ss-14}} = 2.5 \times 14.52 = \mathbf{36.3kN}$

-
-

Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Charges d'exploitation cumulées :

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Q_i (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

$$Q_0 = 19.13 \text{ KN}$$

$$Q_{1-5} = 47.83 \text{ kN}$$

$$Q_{6-16} = 65.25 \text{ KN}$$

 Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Poteaux carrés

$$\text{Niv 17 : } Q_0 = 19.66 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 16 : } Q_0 + Q_1 = 19.66 + 49.5 = 69.16 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 15 : } Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 19.66 + 0.95 (49.5 \times 2) = 113.71 \text{ kN}$$

$$\text{Niv 14 : } Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 19.66 + 0.90 (49.5 \times 3) = 153.31 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 13 : } Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 19.66 + 0.85 (49.5 \times 4) = 187.96 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 12 : } Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 19.66 + 0.80 (49.5 \times 5) = 217.66 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 11 : } Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 19.66 + 0.75 (49.5 \times 5 + 66.5) = 255.16 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 10 : } Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 19.66 + 0.714 (49.5 \times 5 + 2 \times 66.5) = 291.34 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 09 : } Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 19.66 + 0.68 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 3) = 327.2 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 08 : } Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = \\ 19.66 + 0.667 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 4) = 362.16 \text{ kN}$$

$$\text{Niv 07 : } Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 19.66 + \\ 0.65 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 5) = 393.41 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 06 : } Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 19.66 + 0.636 (49.5 \\ \times 5 + 66.5 \times 6) = 427.02 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 05 : } Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 19.66 + 0.625 (49.5 \\ \times 5 + 66.5 \times 7) = 460.91 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 04 : } Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) \\ = 19.66 + 0.615 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 8) = 499.05 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 03 : } Q_0 + 0.607 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14}) = 19.66 \\ + 0.607 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 9) = 527.72 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 02 : } Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15}) \\ = 19.66 + 0.6 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 10) = 561.16 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 01 : } Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16}) \\ = 19.66 + 0.594 (49.5 \times 5 + 66.5 \times 11) = 601.19 \text{ kN}$$

Tableau 7: Détermination des sections des poteaux rectangulaire

Niveau	Charge permanente G (kN)					Charge d'exploitation Q (kN)		Effort normal N (kN)	Section du Poteau		
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtot	GCum	QPlancher	QCum	$N=G_c+Q_c$	$S=N/0.3f_{c28}$	Section des poteaux	
17	124.7	25.3	7.27	150.72	150.75	19.66	19.66	170.41	227.21	15×15	30×30
16	113.24	25.3	7.27	139.26	296.73	49.5	69.16	365.89	487.85	22×22	30×30
15	113.24	25.3	7.27	139.26	435.99	49.5	113.71	549.7	732.93	27×27	30×30
14	113.24	25.3	7.27	139.26	575.25	49.5	153.31	728.56	971.41	31×31	35×35
13	113.24	25.3	7.27	139.26	714.51	49.5	187.96	909.47	1203.29	34×34	35×35
12	113.24	25.3	7.27	139.26	853.77	49.5	217.66	1071.43	1428.57	38×38	40×40
11	153.22	34.4	7.27	186	1073.52	66.5	255.16	1328.68	1771.57	43×43	45×45
10	153.22	34.4	7.27	186	1259.52	66.5	291.34	1550.86	2067.81	46×46	50×50
09	153.22	34.4	7.27	186	1445.52	66.5	327.2	1772.72	2363.63	49×49	50×50
08	153.22	34.4	7.27	186	1631.52	66.5	362.16	1993.68	2658.24	52×52	55×55
07	153.22	34.4	7.27	186	1817.52	66.5	393.41	2210.93	2947.91	53×53	55×55
06	153.22	34.4	7.27	186	2003.52	66.5	427.02	2430.54	3240.72	57×57	60×60
05	153.22	34.4	7.27	186	2189.52	66.5	460.91	2650.43	3533.91	59×59	60×60
04	153.22	34.4	7.27	186	2375.52	66.5	499.05	2874.57	3832.76	62×62	65×65
03	153.22	34.4	7.27	186	2561.52	66.5	527.72	3089.24	4118.99	64×64	65×65
02	153.22	34.4	7.27	186	2747.52	66.5	561.16	3308.68	4411.57	66×66	70×70
01	153.22	34.4	8.42	187.14	2934.66	66.5	601.19	3535.85	4714.47	69×69	70×70

Poteau circulaire

$$\text{Niv 17 : } Q_0 = 14.52 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 16 : } Q_0 + Q_1 = 14.52 + 36.3 = 50.82 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 15 : } Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 14.52 + 0.95 (36.3 \times 2) = 83.49 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 14 : } Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.52 + 0.90 (36.3 \times 3) = 112.53 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 13 : } Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.52 + 0.85 (36.3 \times 4) = 137.94 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 12 : } Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.52 + 0.80 (36.3 \times 5) = 159.72 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 11 : } Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.52 + 0.75 (36.3 \times 6) = 177.87 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 10 : } Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.52 + 0.714 (36.3 \times 7) = 195.95 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 09 : } Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.52 + 0.688 (36.3 \times 8) = 214.32 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 08 : } Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 14.52 + 0.667 (36.3 \times 9) = 232.43 \text{ kN}$$

$$\text{Niv 07 : } Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 14.52 + 0.65 (36.3 \times 10) = 250.47 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 06 : } Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 14.52 + 0.636 (36.3 \times 11) = 268.48 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 05 : } Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 14.52 + 0.625 (36.3 \times 12) = 286.77 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 04 : } Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 14.52 + 0.615 (36.3 \times 13) = 304.74 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 03 : } Q_0 + 0.607 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14}) = 14.52 + 0.607 (36.3 \times 14) = 323 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 02 : } Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15}) = 14.52 + 0.6 (36.3 \times 15) = 341.22 \text{ kN.}$$

$$\text{Niv 01 : } Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15} + Q_{16}) = 14.52 + 0.594 (36.3 \times 16) = 359.52 \text{ kN.}$$

Tableau 8: détermination des sections des poteaux circulaire

Niveau	Charge permanente G (kN)					Charge d'exploitation Q (kN)		Effort normal N (kN)	Section du Poteau		
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtot	GCum	QPlancher	QCum	$N=G_c+Q_c$	$S=N/0.3f_{c28}$	Section du p carré	
17 17	91.62	25.3	7.77	118.14	118.14	14.52	14.52	132.66	176.88	22	35
16	83.64	25.3	7.77	110.16	228.3	36.3	50.82	279.12	372.16	27	35
15	83.64	25.3	7.77	110.16	338.46	36.3	83.49	421.95	562.6	31	35
14	83.64	25.3	7.77	110.16	448.62	36.3	112.53	561.115	748.2	32	35
13	83.64	25.3	7.77	110.16	558.78	36.3	137.94	696.72	989.29	36	40
12	83.64	25.3	7.77	110.16	668.94	36.3	159.72	828.66	1104.88	38	40
11	83.64	25.3	7.77	110.16	779.1	36.3	177.87	956.97	1275.96	41	45
10	83.64	25.3	7.77	110.16	889.26	36.3	195.95	1085.21	1446.95	43	45
09	83.64	25.3	7.77	110.16	999.42	36.3	214.32	1213.74	1618.32	46	50
08	83.64	25.3	7.77	110.16	1109.58	36.3	232.43	1342.01	1789.35	48	50
07	83.64	25.3	7.77	110.16	1219.74	36.3	250.47	1470.21	1960.28	49	50
06	83.64	25.3	7.77	110.16	1329.9	36.3	268.48	1598.38	2131.17	52	55
05	83.64	25.3	7.77	110.16	1440.06	36.3	286.77	1726.83	2419.44	56	60
04	83.64	25.3	7.77	110.16	1550.22	36.3	304.74	1854.96	2473.28	56	60
03	83.64	25.3	7.77	110.16	1660.38	36.3	323	1892.38	2523.17	57	60
02	83.64	25.3	7.77	110.16	1770.54	36.3	341.22	2111.76	2815.68	59	60
01	83.64	25.3	8.99	111.38	1881.92	36.3	359.52	2241.44	2988.59	61	65

Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Poteau Rectangulaire

$$\text{Min } (b,h) \geq 30 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min } (b,h) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Min } (b,h) \geq \frac{h_{ss}}{20} = \frac{374}{20} = 18.7 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \quad \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poteau Circulaire

$$D \geq 35 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15} = \frac{323}{15} = 21.5 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$D \geq \frac{h_{ss}}{15} = \frac{374}{15} = 24.9 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments élancés de la structure soumise à la compression comprimés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec : L_f : Longueur de flambement $\rightarrow L_f = 0.7 H_0$

i : Rayon de giration $\rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

H_0 : Hauteur libre du poteau

S : Section transversale du poteau $\rightarrow S = b \times h$.

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

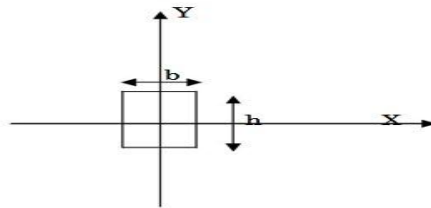


Figure 11 : Coupe de poteau

Poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 2.425 L_0/b$

Tableau 9 : Vérification au flambement (poteau rectangulaire)

Condition	Niveau	Poteau	H ₀ (m)	b (m)	λ	Vérification
λ=2.425 H ₀ /b	Sous sol	70x70	3.74	0.70	12.96	✓
λ=2.425 H ₀ /b	RDC et 1 ^{er} étage	65x65	3.23	0.65	12.05	✓
λ=2.425 H ₀ /b	2 ^{eme} ,3 ^{eme} étage	60x60	3.23	0.60	13.05	✓
λ=2.425 H ₀ /b	4 ^{eme} ,5 ^{eme} étage	55x55	3.23	0.55	14.24	✓
λ=2.425 H ₀ /b	6 ^{eme} ,7 ^{eme} étage	50x50	3.23	0.50	15.67	✓
λ=2.425 H ₀ /b	8 ^{eme} étage	45x45	3.23	0.45	17.41	✓
λ=2.425 H ₀ /b	9 ^{eme} étage	40x40	3.23	0.40	19.58	✓
λ=2.425 H ₀ /b	10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	35x35	3.23	0.35	22.38	✓
λ=2.425 H ₀ /b	12 ^{eme} ,13 ^{eme} et 14 ^{eme} étage	30x30	3.23	0.30	26.11	✓

Poteaux circulaires :

$$\Rightarrow \lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$$

Tableau 10: vérification au flambement (poteau circulaire)

Condition	Niveau	Poteau	H ₀ (m)	r (m)	λ	Vérification
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	Sous sol RDC 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	60	3.23	0.30	15.07	✓
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	3 ^{ème} étage	55	3.23	0.275	16.44	✓
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	4 ^{ème} 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	50	3.23	0.25	18.09	✓
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45	3.23	0.225	20.10	✓
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	40	3.23	0.20	22.61	✓
$\lambda = \frac{0.7H_0}{\sqrt{\frac{D^4}{64r^2}}}$	11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étage	35	3.23	0.175	25.84	✓

⇒ La condition de l'élançement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Remarque : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres

Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités

Vérification des rigidités :**Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :**

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

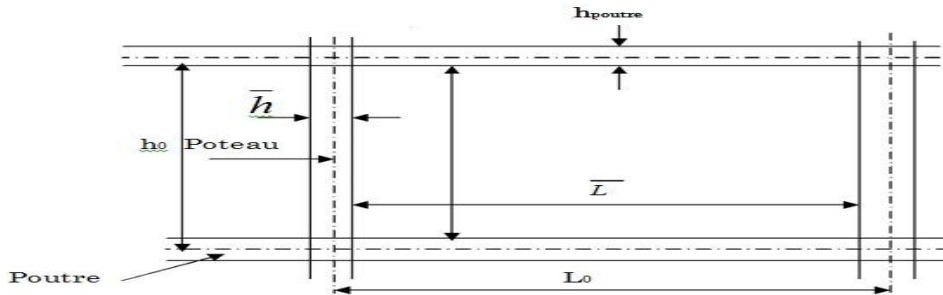


Figure 12 : Identification des paramètres

Identification des paramètres :

Avec : I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} x e_{pot} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} x h_{poutre}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Comme nous avons les mêmes distances entre nus d'appuis dans le sens longitudinal et transversal et que la section des poutres est identique suivant les deux sens, donc nous allons faire une seule vérification pour leurs rigidités.

Tableau 11: Rigidités des poutres dans le sens transversal et longitudinal

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	1/2h	L _c	I _t	K _t
sous-sol	1-2	(30x45)	540	470	22.5	490	227812.5	462.6
	2-3		540	470		490		
	3-4		270	200		220		
	4-5		540	470		490		
	5-6		540	470		490		
	6-7		540	470		490		
RDC 1 ^{er} étage	1-2	(30x45)	540	475	22.5	495	227812.5	457.9
	2-3		540	475		495		
	3-4		270	205		225		
	4-5		540	475		495		
	5-6		540	475		495		
	6-7		540	475		495		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	480	22.5	500	227812.5	453.4
	2-3		540	480		500		
	3-4		270	210		230		
	4-5		540	480		500		
	5-6		540	480		500		
	6-7		540	480		500		
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	485	22.5	505	227812.5	448.9
	2-3		540	485		505		
	3-4		270	215		235		
	4-5		540	485		505		
	5-6		540	485		505		
	6-7		540	485		505		
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	490	22.5	510	227812.5	444.51
	2-3		540	490		510		
	3-4		270	220		240		
	4-5		540	490		510		
	5-6		540	490		510		
	6-7		540	490		510		
8 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	495	22.5	515	227812.5	440.22
	2-3		540	495		515		
	3-4		270	225		245		
	4-5		540	495		515		
	5-6		540	495		515		
	6-7		540	495		515		
9 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	500	22.5	520	227812.5	436.01
	2-3		540	500		520		
	3-4		270	230		250		
	4-5		540	500		520		
	5-6		540	500		520		
	6-7		540	500		520		
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	505	22.5	525	227812.5	433.9
	2-3		540	505		525		
	3-4		270	235		255		
	4-5		540	505		525		
	5-6		540	505		525		
	6-7		540	505		525		
12 ^{ème} 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étag e	1-2	(30x45)	540	505	22.5	530	227812.5	429.8
	2-3		540	505		530		
	3-4		270	235		260		
	4-5		540	505		530		
	5-6		540	505		530		
	6-7		540	505		530		

Tableau 12: Rigidités des poteaux carrés dans le sens transversal et longitudinal

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h̄	1/2e _p	h _c	I _t	K _t
sous-sol	70x70	374	334	35	369	2000833. 3	5422.31
RDC, 1er étage	65x65	323	283	32.5	315.5	1487552. 08	4714.9
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	60x60	323	283	30	313	1080000	3450.48
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	55x55	323	283	27.5	310.5	762552.0 83	2475.82
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	50x50	323	283	25	308	520833.3 3	1691.02
8 ^{ème} étage	45x45	323	283	22.5	305.5	341718.7 5	1118.56
9 ^{ème} étage	40x40	323	283	20	303	213333.3 3	704.07
10 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	35x35	323	283	17.5	300.5	125052.0 83	416.15
12 ^{ème} 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étage	30x30	323	283	15	298	67500	226.51

Tableau 13: Rigidités des poteaux circulaire transversaux et longitudinaux

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Diamètre poteau	h ₀	h̄	1/2e _p	h _c	I _t	K _t
sous-sol, RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	60	323	283	30	312	3391200	10869.23
3 ^{ème} étage	55	323	283	27.5	309.5	2394413.54	7736.39
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50	323	283	25	307	1635416.67	5327.09
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	45	323	283	22.5	304.5	1072996.88	3523.8
9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	40	323	283	20	302	669866.67	2218.1
11 ^{ème} , 12 ^{ème} , 13 ^{ème} et 14 ^{ème} étage	35	323	283	17.5	299.5	392663.54	1311.06

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux carrés par rapport aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

CONCLUSION:

Les différentes règles nous ont permis de pré dimensionner tout les éléments structuraux de notre ouvrage. Mais les résultats trouvés ne sont pas définitifs car ils peuvent être modifiés après l'étude dynamique. Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III.A. Acrotère :

III.A.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse et protéger le gravier contre la poussée du vent. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) **donnant** un effort normal (N) **et** une charge d'exploitation horizontale (Q) qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.A.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 45\text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10\text{ cm}$
 L'enrobage : $c = c' = 3\text{ cm}$; La surface : 0.0785 m^2

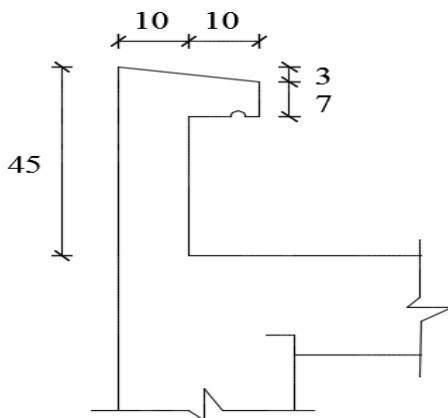


Figure 1 : Coupe transversale de l'acrotère statique

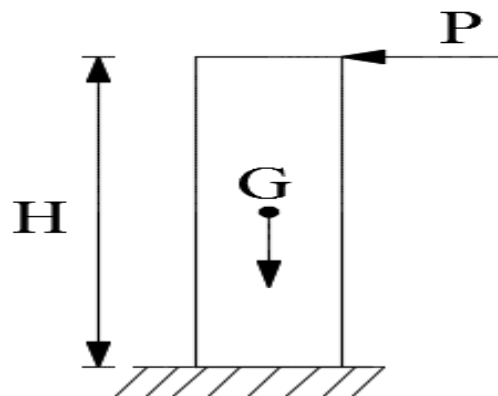


Figure 2 : Schéma

III.A.3. Calcul des sollicitations :• **Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.45 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0535$$

$$\mathbf{G = 1.34 \text{ kN/ml}}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $\mathbf{Q = 1 \text{ kN/ml}}$.

• **Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times l = 1.34 \text{ kN}$

Effort tranchant : $T = Q \times l = 1 \text{ kN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times l = 1 \times 0.45 \times 1 = 0.45 \text{ kN.m}$

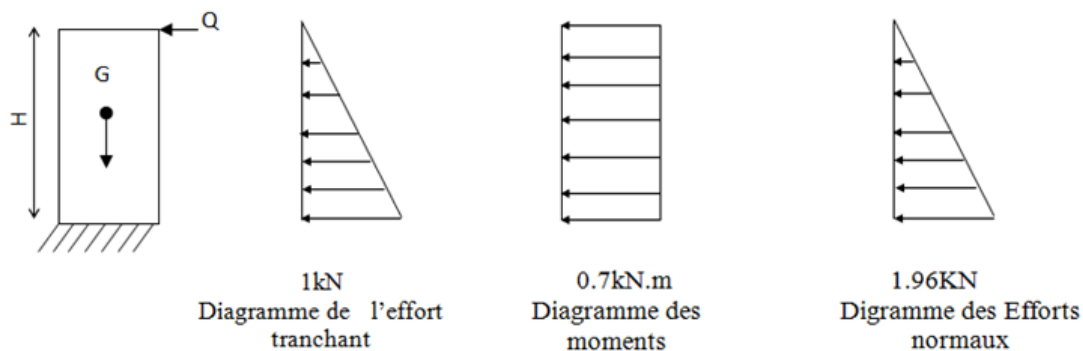


Figure 03 : Diagramme des efforts internes

III.A.4. Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.34 = 1.809 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.45 = 0.675 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

$$N_s = N = 1.34 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.45 \text{ kN.m}$$

III.A.5.Ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous allons faire les vérifications à l'ELS.

III.A.6. Calcul à l'ELU :**1. Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.675}{1.809} = 0.37 \text{ m} \approx 37 \text{ cm}$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$(\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 37 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

2. Calcul en flexion simple :

♣ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times [eu + (\frac{h}{2} - c)]$$

$$M_f = 1.809 \times [0.37 + (\frac{0.1}{2}) - 0.03] = 0.71 \text{ kN.m}$$

♣ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.71 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.010 < \mu_l = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ [MPa]}$$

Conclusion : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \delta_s \times d} = \frac{0.71 \times 1000}{0.995 \times 348 \times 7} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

3. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

Armatures principale :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\delta_s} = 0.29 - \frac{1.809}{34.8} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$ → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.A.7. Vérification à l'ELU :

1. La condition de non fragilité : (Art : A.4.2, 1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.24 \text{ cm}^2$ → la condition n'est pas vérifiée

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Conclusion: Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4 HA6 = 1.13 cm² avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

1. Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$ (V_u : effort tranchant).

Conclusion :

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

2. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \Pi Q = 4 \times \Pi \times 8 = 10.05 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.24 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

3. Longueur de scellement droit: (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

4. Espacement des barres :

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$.

III.A.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier: $\bar{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\}$ (Art A.4.5,32/BAEL99)

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H.A} ; \eta = 1 \text{ r.l}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\delta}_{st} = \min \{266.6, \max(200, 201.63)\} \rightarrow \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times Ast}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$$

$$\rho_1 = 0.29 \rightarrow \beta_1 = 0.915$$

$$\delta_{st} = \frac{0.45 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 34.95 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = 34.95 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{28.24}{43.82} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.A.9. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2) $\rightarrow A = 0.25$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère ($W_p = 1.34$ [kN/ml])

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.34 = 1.29$ [kN/ml].

$F_p = 1.29 \text{ kN/ml} > Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est non vérifiée.

Conclusion Condition non vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal inférieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est utile

Donc le moment de renversement dû à l'effort du séisme sera :

$$M = F_p \times H \quad \text{avec : } H = 0,45\text{m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T = F_p \times 1\text{ml} = 1,29\text{KN}$$

III.A.10. Les sollicitations

- Poids propre : $G = \rho \cdot S \cdot 1\text{m}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0,45 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right] = 1,338\text{KN}.$$

-Surcharge due à la poussée latérale Q

$$Q = 1,29 \text{ KN/ml (terrasse inaccessible)}$$

-Effort normal dû au poids propre

$$N_G = G \times 1 = 1,34 \text{ KN-Moment de renversement dû à } Q$$

$$M_Q = Q h = 1,29 \times 0,45 = 0,58 \text{ KN m}$$

III.A.11) Combinaisons des charges:

a.) Etat limite ultime (ELU) : 1.35G + 1.5Q

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,34 = 1,81\text{kN/ml}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1,29 = 1,93\text{kN/ml}$
- Moment de renversement: $M_u = 1,5 M_r = 1,5 \times 0,58 = 0,87 \text{ kN.m}$

b.) Etat limite de service (ELS) : G + Q

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,34\text{kN/ml}$
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1,29\text{kN/ml}$
- Moment de renversement: $M_s = M_r = M_Q = 0,58 \text{ kN.m}$

III.A.12. FerrailageCalcul à L'ELUCalcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{0.87}{1.81} = 0.482 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC)

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f)

a.) Calcul en flexion simple :

Le moment fictif est donné par :

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

$$M_f = 0.87 + 1.81(0.07 - 0.05) = 0.91 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.91 \times 10^3}{100.7^2 \cdot 14.2} = \mathbf{0.0130}$$

$\mu_u = \mathbf{0.0130} < \mu_R = \mathbf{0.392} \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.0130 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$D' \text{ ou } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.91 \times 10^3}{0.994 \cdot 7.348} = \mathbf{0.37 \text{ cm}^2}$$

b) calcul en flexion composée○ Armatures principales

$$A_u = A_f - (N / \sigma_{st}) = 0.37 - \frac{1.81 \times 10}{348} = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2}$$

III.A.13 Vérification à l'ELU :▪ Condition de non fragilité [BAEL 91, Art 4.2, 1]

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.58 / 1.338 = \mathbf{0.43 \text{ m}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \left[\frac{43 - 0.45 \times 7}{43 - 0.185 \times 7} \right] = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 > A_u = 0.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend :

$$A = A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{adopté} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espaceur : $S_t \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = \min \{20\text{cm}, 25\text{cm}\}$

\Rightarrow On prend un espaceur $S_t = 20\text{cm}$.

- Armatures de répartition : $A_r \geq \frac{A}{4}$

$$A_r \geq \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- La contrainte tangentielle :

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL91 nous recommande de vérifier que :

$$\tau_u \leq \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u \text{ (effort tranchant)} = 1.5 \times Q = 1.93$$

$$\tau_u = \frac{1.93 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0275 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0275 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence

On désigne sous le nom d'adhérence les forces de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe.

$$\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

avec $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.93 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.30 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement (glissement) des barres.

Ancrages des barres verticales

➤ La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

avec $\bar{\tau}_{se} = \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ et $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{\phi e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.7 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 32 \text{ cm}$$

D'après le B.A.E.L article A.6.1,22 qu'à défaut de calculs plus précis on adopte la valeur forfaitaire suivante $l_s = 40 \times l_e$ diamètre pour les aciers haute adhérence (FeE400)

$L_s = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

III.A.14) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, **on procède aux vérifications.**

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\bar{\delta}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

$$\bar{\delta}_{st} = \min \{ 266.6, \max(200, 201.63) \} \rightarrow \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$ H.A ; $\eta=1$ r.l}

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\delta}_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\beta_1 = 0.915 \Rightarrow k_1 = 44.17 \quad K = 0.023$$

$$\delta_{st} = \frac{0.580 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 45.05 \text{ MPa}$$

$$\delta_{st} = 45.05 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{45.05}{44.17} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

III.1.4. Le Ferrailage adopté

Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 20 cm

Armatures de répartition : 4 HA6/ml = 1.13 cm² avec St = 20 cm

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

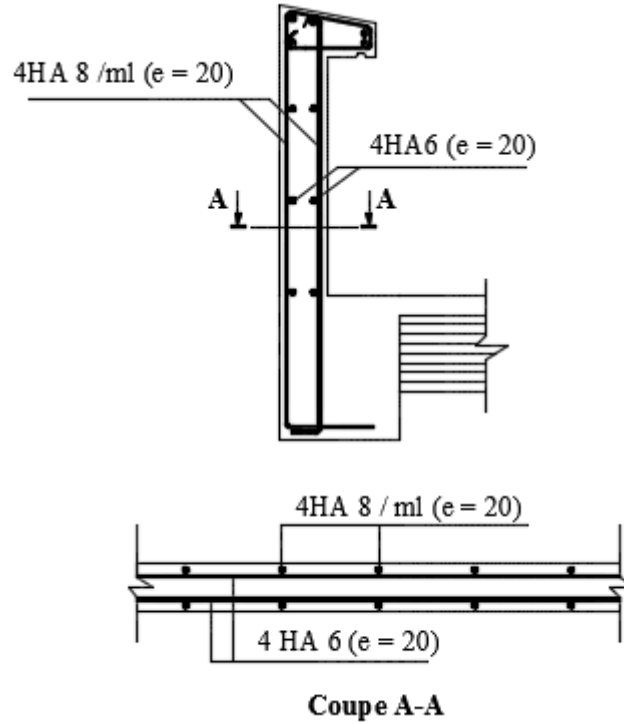


Figure 04 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.B.:**INTRODUCTION :**

Notre structure dispose de deux types de plancher

A)Plancher en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (20+5) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Et possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

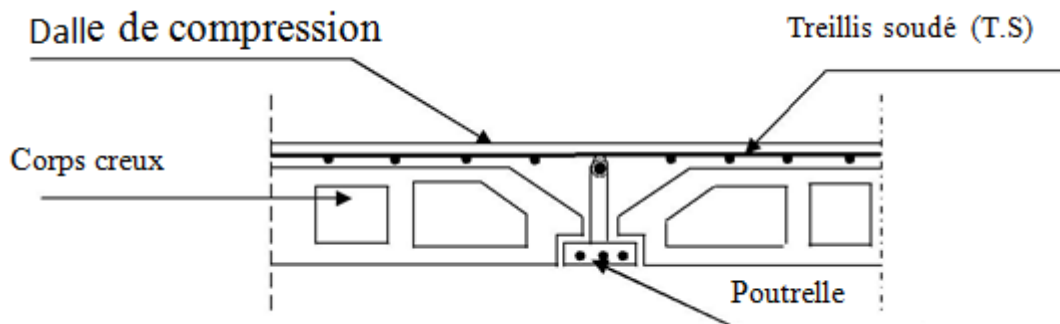


Figure 5 : Coupe transversal du plancher

III.B.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50cm<L<80cm)

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

D'où : $A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5/ ml = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.45 \text{ cm}^2 / ml$$

On adoptera $A_{//} = 5T5/ ml = 0.98 \text{ cm}^2/ml$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$.

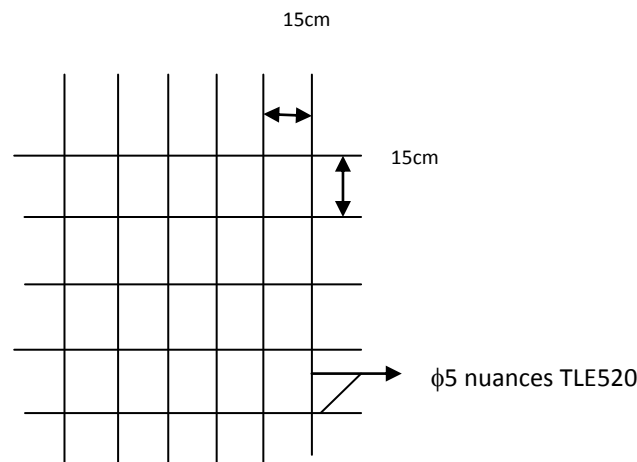


Figure 6: Treillis soudées de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.B.2. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

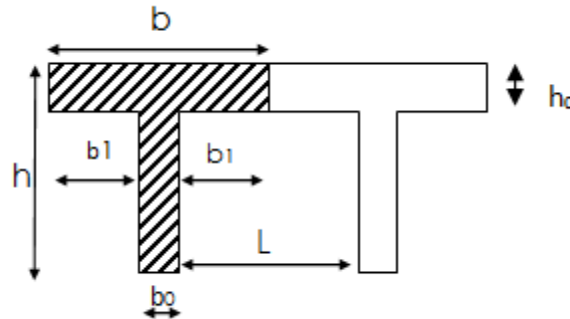


Figure 7 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (20+5)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

$h_0 = 5\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

- ♣ poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$;
- ♣ poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62\text{ kN/ml}$;
- ♣ surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

Charge permanente : **$G = 0.74\text{ kN/ml}$**

Charge d'exploitation : **$Q = 1\text{ kN/ml}$**

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

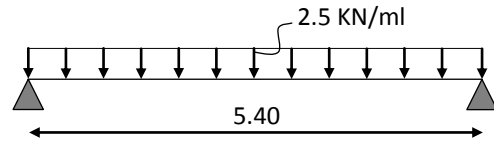
Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

♣ *Combinaisons de charges :*

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ kN/ml}$$

♣ *Calcul du moment en travée :*

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 9.11 \text{ kN.m} \Rightarrow M_U = \mathbf{9.11 \text{ kN.m}}$$



♣ *Calcul de l'effort tranchant sur appuis :* $T = \frac{q_u \times L}{2} = 6.75 \text{ kN}$

$$\Rightarrow T = \mathbf{6.75 \text{ kN}}$$

♣ *Calcul des armatures :*

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

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{9.11 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 13.37 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

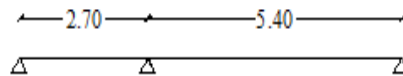
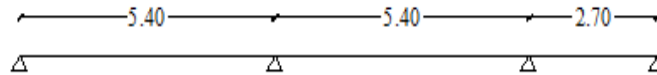
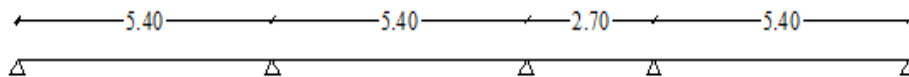
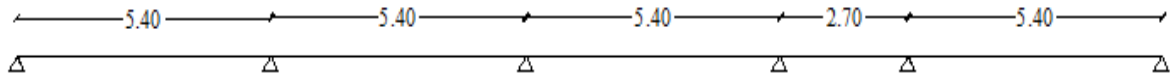
Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Nous avons 4 cas,



Nous avons pris le moment max correspondant au cas le plus défavorable.

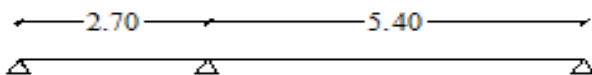


Figure 8 : Schéma statique de la poutrelle

a)- Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Poids propre de plancher : $G = 5.76 \times 0.65 = 3.74 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ kN/ml}$

Les combinaisons des charges :

- à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.5 \text{ kN/ml}$
- à l'ELS : $q_s = G + Q = 5.4 \text{ kN/ml}$

b)- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; a l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

- Méthode forfaitaire :

♣ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
La surcharge d'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$$Q = 1.63 \text{ kN/ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.74 = 7.48 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.63 \leq \max \{7.1 ; 5 \} = 7.1 \text{ kN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → La condition est vérifiée.
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} \\ \frac{5.4}{2.7} = 2 \\ \frac{2.7}{5.4} = 0.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

Conclusion

Compte tenu de non satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est non applicable.

Donc nous appliquant la méthode des 3 moments :

➤ **Méthode des trois moments :**

• **Exposition de la méthode**

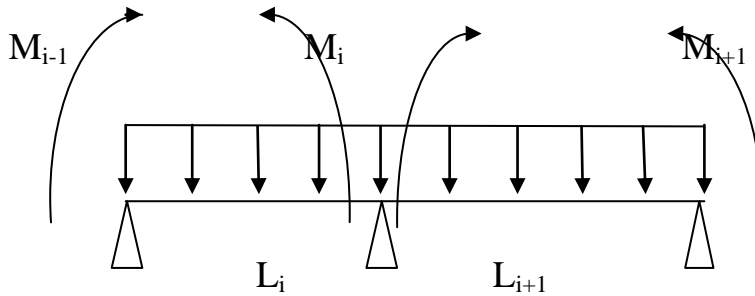


Figure 9 : Schéma de la Méthode des trois moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

• **Aux appuis :**

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

• **En travée :**

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

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

Avec :

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

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

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

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

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

2-Les combinaisons de charge :

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

$$g = 3.74 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.63 \text{ KN/ml}$$

A l'ELU : $Q_u = 1,35.g + 1,5 q = 7.5 \text{ KN/ml}$

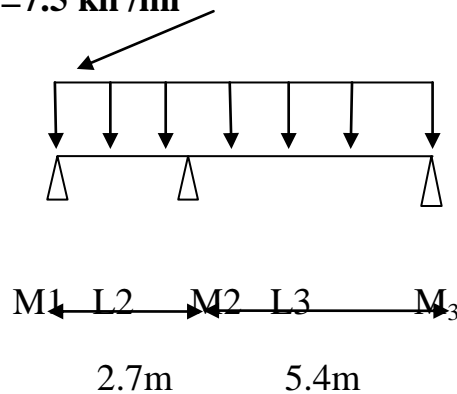
A l'ELS : $Q_s = g + q = 5.4 \text{ KN/ml}$

Injectant (2) dans (1) on aura :

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

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

3-Calcul a l'ELU : $Q_u = 7.5 \text{ kn /ml}$



a/ Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{cases} 5.4M_1 + 2.7M_2 = -36.91 \dots\dots\dots (1). \\ 2.7M_1 + 16.2M_2 + 5.4M_3 = -332.15 \dots\dots\dots (2). \\ 5.4M_2 + 10.8M_3 = -295.25 \dots\dots\dots (3). \end{cases}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -0.14 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -13.95 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -20.46 \text{ KN.m}$$

b/ Calcul des moments en travée :

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

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

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

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

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée 1} \rightarrow x = 0.65\text{m} \rightarrow M_{1 \max}(0.65) = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2} \rightarrow x = 2.54\text{m} \rightarrow M_{2 \max}(2,54) = 10.23 \text{ KN.m}$$

N.B/-

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Moments aux appuis :

$$M_{a1} = -0.14 - 0.33x (-0.14) = -0.094 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a2} = -13.95 - 0.33x (-13.95) = -9.35 \text{ KN.ml}$$

$$M_{a3} = -20.46 - 0.33x (-20.46) = -13.71 \text{ KN.ml}$$

Moments en travées :

$$M_{t12} = 1.75 + 0.33x 1.75 = 2.33 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t23} = 10.23 + 0.33x 10.23 = 13.61 \text{ KN.ml}$$

c/ Calcul des efforts tranchant :

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

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

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

Tableau 01: Résultats des efforts internes.

Travée	1-2	2-3
Mw	0.094	-9.35
Me	-9.35	-13.71
Tw	6.63	15.98
Te	-13.62	-24.52

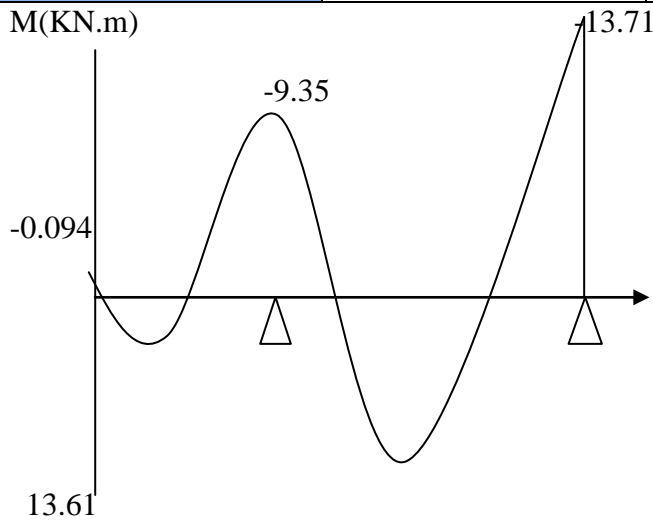


Figure10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU (après correction)

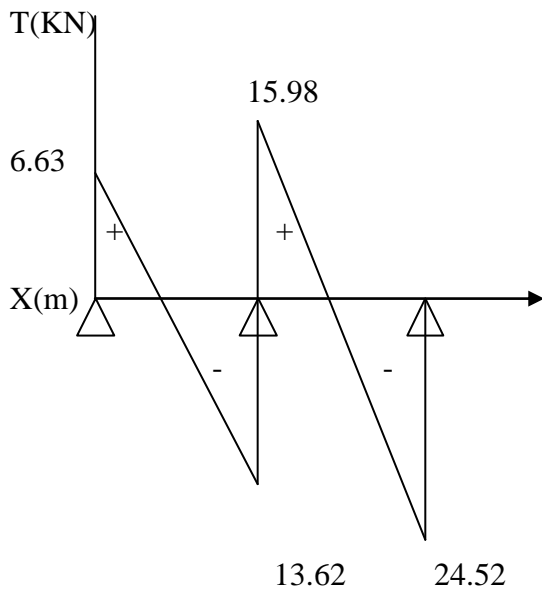


Figure 11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (après correction)

Remarque : nous adopterons le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t_{\max}} = 13.61 \text{ KN.m} \text{ et } M_{a_{\max}} = 13.71 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$$b = 65 \text{ cm (largeur de la table de compression)}$$

$$h = 25 \text{ cm (hauteur total de plancher)}$$

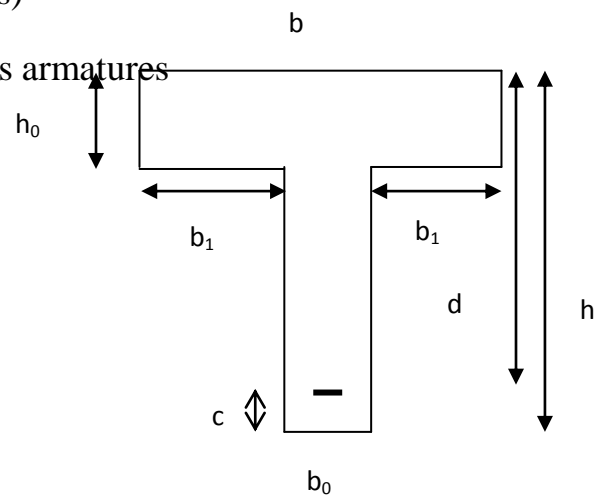
$$b_0 = 12 \text{ cm (largeur de la nervure)}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm (épaisseur de la table de compression)}$$

$$c = 2 \text{ cm (enrobage des armatures inférieurs)}$$

$$d = 23 \text{ cm (distance du centre de gravité des armatures}$$

inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprim



**Figure12 : Section de calcul de la poutrelle après
Coulage de la dalle de compression (Section en T)**

-Caractéristiques des matériaux :

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

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

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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,23 - \frac{0,05}{2}\right) = 94,61 \text{ KN.m}$$

$M_f = 13,61 < M_0 = 94,61 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,61}{0,65 \cdot (0,23)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,028 < 0,392 \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{13,61}{0,986 \cdot 0,23 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

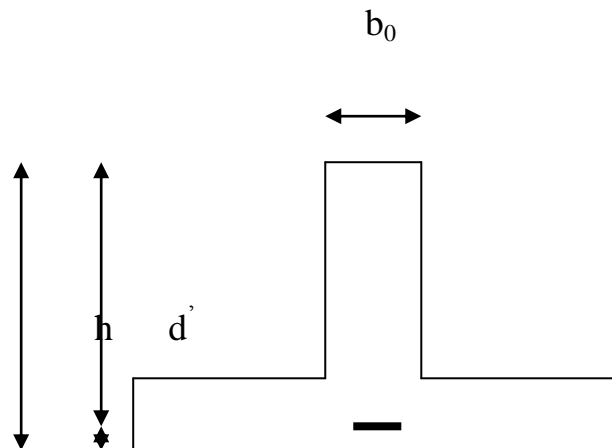
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

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

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$d' = 23 \text{ cm}$$



Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,71}{0,12 \cdot (0,23)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,152$$

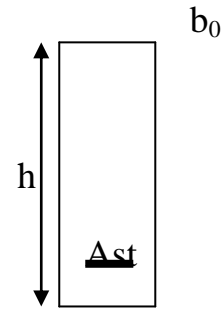
$$\mu = 0,152 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,152 \rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{13,71}{0,917 \cdot 0,23 \cdot 348 \cdot 10^3} = 1,87 \text{ cm}^2$$

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



Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7.22) :**
Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \{8\text{mm}; 7,14\text{mm}; 12\text{mm}\}$$

$$= 8\text{mm}$$

On adopte un diamètre ϕ_t

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_8 = 1 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 20,7\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 20\text{cm}$$

Conclusion :

$$\text{En travée : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Les armatures transversales : } 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2.$$

III-B-4) Les vérifications :**1).Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.65.23.2,1}{400} = 1.81\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,35\text{cm}^2 > 1.81\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23.12.23.2,1}{400} = 0,33\text{cm}^2$$

$$A_s = 2.26\text{cm}^2 > 0,33\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

2) Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{24.52 * 10}{12 * 23} = 0,89 < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

3).Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

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

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.52 \times 10}{0.9 \times 23 \times 7.536} = 1.57 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.98 \times 10}{0.9 \times 23 \times 9.42} = 0.82 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4).Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } a_0 = 0.9 d$$

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$

$$T \leq \frac{0.36 \times 23 \times 25 \times 12}{1.5} 10^{-1} = 165.6 \text{ kN.}$$

$T_{max} = 24.52 \text{ kN} < T = 165.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 d f_{c28} b_0}{2 \gamma_b} = 0.36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$T_{max} = 15.98 \text{ kN} < T = 165.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

5).Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

-Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0.9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24.52 - \frac{13.71 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.12 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -0.12 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaire :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0.9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(15.98 - \frac{9.35 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) \times \frac{1.15}{400} = -0.08 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.26 > A = -0.08 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Les armatures calculées sont suffisantes.

6).Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons: } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 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 $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.B.5. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.5 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.4 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.72$$

M(KN.m)

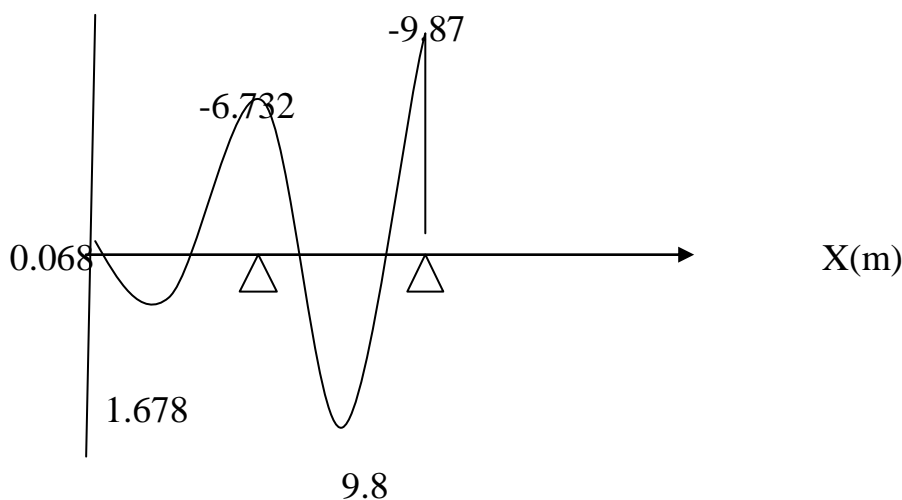


Figure 13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en kN.m

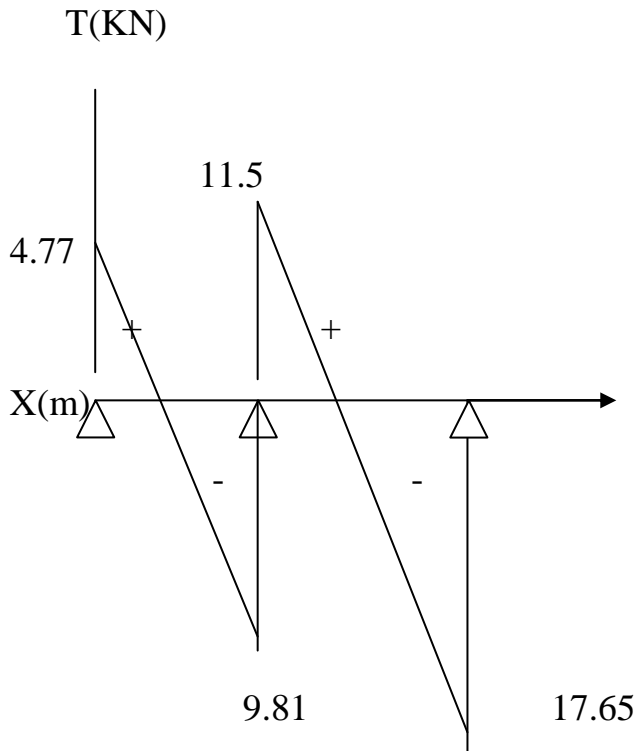


Figure 14 : Diagramme des efforts tranchants en kN

Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 ; M_t = 9.8 \text{ KN.m} ; d = 23 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 23} = \mathbf{0.85}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23.17 \\ \beta_1 = 0.869 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.8 \times 10^3}{0.869 \times 23 \times 2.35} = \mathbf{208.65 \text{ MPa}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{208.65 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{94.3} = \mathbf{0,043}$$

$$\sigma_{bc} = 0,043 \times 208.65 = \mathbf{8.97 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_{bc} = 8.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 4\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 9.87 \text{ kN.m} ; d = 23 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 23} = 0.82$$

$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 23.76 \\ \beta_1 = 0.871 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{9.87 \times 10^3}{0.871 \times 23 \times 2.26} = 218 \text{ MPa} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{23.76} = 0,042$$

$$\sigma_{bc} = 0,042 \times 218 = 9.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.4 \times \frac{5.1^2}{8} = 17.56 \text{ kN.m.} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (25cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la nervure

M_0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} = \frac{25}{510} = 0,049 > \frac{11,07}{15 \times 17,56} = 0,042 \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,26}{12 \times 23} = 0,008 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{h}{l} = \frac{25}{510} = 0,049 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas obligatoire.

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées \implies pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes \implies donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : $3HA 10 = 2,35cm^2$.
 - Aux appuis : $2HA12 = 2,26cm^2$.
- ❖ Les armatures transversales :
 - Etrier : $2HA8 = 1 cm^2$

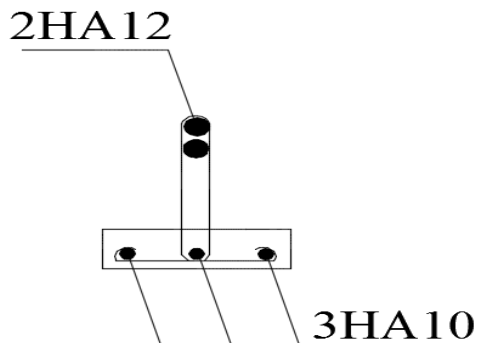


Figure 15 : coupe vertical du ferrailage de la poutrelle

B) plancher en dalle pleine :

On dispose de deux types de dalles pleines

1. Dalle triangulaire appuyé sur trois cotés :

Exposé de la méthode de calcul :

Pour les dalles de formes irrégulières, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture.

Cette méthode est basée sur l'observation des schémas de rupture des dalles.

Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs parties. (formules de baress)

Principe du calcul :

Le calcul de moment de rupture se fait par l'application du principe des travaux virtuels.

Travail extérieur –travail intérieur ($T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}$)

Avec : $T_{\text{ext}} = p.v = p.(s.\delta_G)$

Ou p : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation)

$$T_{\text{int}} = M(W.L_{\text{proj}})$$

Ou M : rotation de la région rigide autour de cet axe.

L : la longueur d'une ligne de rupture.

Le travail interne total est égal à la somme des travaux internes.

D'après la formule de mécanisme de rupture on à l'égalité $T_{\text{ext}} = T_{\text{int}}$, on obtient M .

NB : pour simplifier les calculs nous avons utilisées les tables de barres pour la détermination des efforts internes dans les dalles irrégulières. (Dalle triangulaires sur trois appuis.

Calcul à l'ELU :

$$\text{Epaisseur de la dalle } E_p = \frac{lx}{40} = \frac{2.8}{40} = 7 \text{ cm} \quad (\text{Belazougui})$$

Donc on prend une épaisseur de 15 cm

Combinaison des charges a l'ELU :

$$G = 6.56 \text{ KN/ML}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ML}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5 = 12.61 \text{ KN/ML}$$

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{2.8}{5.1} = 0.55$$

$0.4 \leq 0.55 \leq 1$ ce panneau travail dans les deux sens

Les moments sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times q_u \times L_x^2$$

$$\mu_x = 0.0367$$

$$\mu_y = 0.0203$$

avec : μ_x et μ_y données par les barres. (tables 1.128)

calcul des dalles pleines et parois (Tome3) page 401

$$M_x = 0.0367 \times 12.61 \times 2.8^2 = 3.63 \text{ kn.ml}$$

$$M_y = 0.0203 \times 12.61 \times 2.8^2 = 2.01 \text{ kn.ml}$$

Ferraillage de la dalle:

Le calcul se fera a l'ELU pour une bonde de 1m de largeur et à la flexion simple

Sens x-x

$$\mu_u = \frac{Mux}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{3630}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392$$

—————> Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.015 \text{ —————> } \beta = 0.9925$$

$$A_t = \frac{Mux}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{3.63 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement 25cm

Sens y-y :

$$\mu_u = \frac{Mux}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{2010}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008 < 0.392$$

—————> Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.008 \text{ —————> } \beta = 0.996$$

$$A_t = \frac{Mux}{\beta \times d \times \delta st} = \frac{2.01 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement 25cm

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$W_x \geq W = W_0(3 - \rho)/2$$

Avec :

$\rho_0 = 0.0008$ Pour des barres à haute adhérence de classe FeE400

W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal règlementaire.

W_x : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

$$W_0 = 0.0008 \times \frac{3 - 0.55}{2} = 0.00098$$

Armatures suivant (x-x)

$$W_x \geq 0.00098 \Rightarrow \frac{A_{min}}{S} \geq 0.00098$$

$$A_{min} \geq 0.00098 \times S = 0.00098 \times 15 \times 100 = 1.47$$

$A_t = 2.01 \geq A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition Vérifiée dans le sens X-X

Armatures suivant (y-y)

$$W_y \geq W_0 = 0.00098$$

$$W_y = \frac{A_{min}}{S} \geq W_0$$

$$A_{min} = W_0 \times S = 0.00098 \times 15 \times 100 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 > A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens y-y}$$

Conclusion : La condition de on fragilité est vérifiée suivant les deux sens.

Ecartement des barres (art A.8.2.42 du BAEL 99)

La direction la plus sollicité : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$

La direction perpendiculaire à la plus sollicité : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm})$

Sens x-x

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(45\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Sens y-y

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(60\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Calcul à l'ELS :

$$G = 6.56 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ kn/ml}$$

$$Q_u = 6.56 + 2.5 = 9.06 \text{ kn/ml}$$

$$\mu_x = 0.0367$$

$$\mu_y = 0.0203$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times q_u \times L_x^2$$

$$M_x = 0.0367 \times 9.06 \times 2.8^2 = 2.61 \text{ kn.ml}$$

$$M_y = 0.0203 \times 9.06 \times 2.8^2 = 1.44 \text{ kn.ml}$$

Ferraillage de la dale à l'ELS

Sens x-x

$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2610}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392$$

—————> Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.011 \text{ —————> } \beta = 0.9945$$

$$A_t = \frac{M_{ux}}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{2.61 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement 25cm

Sens y-y :

$$\mu_u = \frac{Mux}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1440}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006 < 0.392$$

—————> Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.006 \text{ —————> } \beta = 0.997$$

$$A_t = \frac{Mu_x}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{1.44 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement 25cm

Conclusion :

Notre plancher en dalle pleine sera ferrillé comme suit :

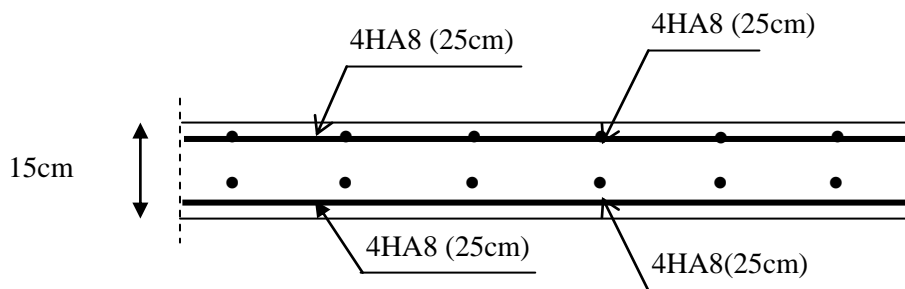


Figure 16 : Ferrailage de la dalle pleine

III.C.Dalle pleine rectangulaire :

Notre dalle est appuyée sur 3 cotés, elle est munie de goussets. Et elle est d'une épaisseur égal à 25cm

III.C.1. Etude de la dalle pleine rectangulaire :

a)-Etude de la dalle pleine :

Largeur =5.4m

Longueur =3.13m

la longueur du gousset = $3 \frac{\text{hauteur de la poutre}}{2}$

$L=3 \frac{0.45}{2} =0.675\text{m}$. Nous prenons $L=0.75\text{m}$

Longueur réduite après extraction de la longueur du gousset

$3.13-0.75=2.38\text{m}$

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

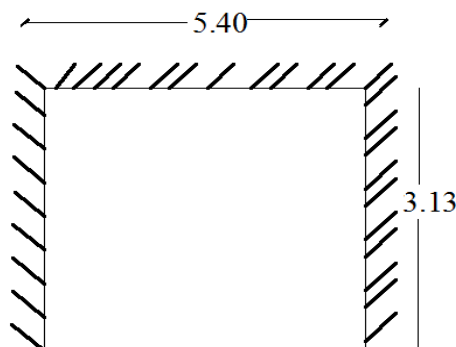


Figure 17 : Schéma statique de la dalle pleine

b)-Dimensionnement :

La dalle pleine est appuyée sur 3 appuis donc :

Epaisseur de la dalle $E_p = \frac{lx}{40} = \frac{238}{40} = 6\text{cm}$ (d'après le livre Belazougui)

$E_{p_{\min}} = 15\text{cm}$ d'après le BAEL

Etant donnée que la flèche n'était pas vérifiée, il a fallu augmenter l'épaisseur nous avons opté pour $E_p = 25\text{cm}$

Mode de fonctionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{238}{540} = 0.44$$

$0.4 \leq \rho = 0.44 \leq 1$: Le panneau travaille dans les 2 sens.

c)-Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	0.25	25	6.25
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison en briques creuses	0,10	9	0.90
Gdp tot=8.51Kn/m²				

Tableau 02 : Charge permanentes de la dalle

Charge G due à la dalle pleine ==> $G_1 = 8.51 \text{ kN/ml}$ (déterminé dans le tableau précédent).

- Charges permanentes du mur :

Poids propre des cloisons extérieurs

Vitrage $g = 25 \times 0.13 = 3.25 \text{ KN/ml}$

Aluminium $g = 27 \times 0.2 = 5.4 \text{ KN/ml}$

==> $G_2 = 8.65 \text{ kN/ml}$

▪ Surcharges d'exploitations:

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/ml}$

d)-Combinaisons de charges :

$$\begin{array}{l} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} q_u^1 = 1.35G^1 + 1.5Q^1 = 15.24 \text{ kN/ml} \\ q_u^2 = 1.35G^2 = 11.68 \text{ kN/ml} \\ q_s^1 = G^1 + Q^1 = 11.01 \text{ kN/ml} \\ q_s^2 = G^2 = 8.65 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} \end{array} \right.$$

III.C.2.Calcul à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes :

a. Le moment :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{x1} = q_u \cdot l_x^2 / 8 \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q_u \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_{x1} = 15.24 \times 2.38^2 / 8 (5.4 - 1.19) + 15.24 \times 2.38^3 / 48$$

$$M_{x1} = \mathbf{49.71 \text{ kn.m}}$$

$$M_{y1} = q_u l_x^3 / 24$$

$$M_{y1} = 15.24 \times 2.38^3 / 24$$

$$M_{y1} = \mathbf{8.56 \text{ kn.m}}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{x2} = q_u \cdot l_x^2 / 8 \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q_u \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_{x2} = 11.68 \times 2.38^2 / 8 (5.4 - 1.19) + 11.68 \times 2.38^3 / 48$$

$$M_{x2} = \mathbf{38.10 \text{ kn.m}}$$

$$M_{y2} = q_u l_x^3 / 24$$

$$M_{y2} = 11.68 \times 2.38^3 / 24$$

$$M_{y2} = \mathbf{6.56 \text{ kn.m}}$$

b. le moment total est :

$$M_x = \mathbf{87.81 \text{ kn.m}}$$

$$M_y = \mathbf{15.12 \text{ kn.m}}$$

c. Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 15.24 \times 2.38 + 11.68 = 47.95 \text{ kN}$$

Ferrailage a l'ELU :

- Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$d = h_0 - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$$

armatures principales dans le sens de lx

$$\mu_b = \frac{M_x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{87.81 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.116 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.116 \rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.81 \times 10^3}{0.938 \times 23 \times 348} = 11.70 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 8 HA 14 = 12.32 cm² avec un espacement de St = 10 cm.

Sens de ly :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.12 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.12 \times 10^3}{0.990 \times 23 \times 348} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 12 = 4.52 cm² avec un espacement de St = 25 cm.

Vérification a L'ELU :***a- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :******-Sens lx***

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 12.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens ly

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

Avec $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33$ (fissuration peu préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{47.95 \cdot 1000}{1000 \times 230} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91/ART .A-4-2-1)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times \frac{bd}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times \frac{1 \cdot 0.23}{1.15} \times 10^3 = 1800 \text{ kN}$$

$$V_u = 47.95 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 1800 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d-Vérification de la condition de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

Sens xx

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 8 \times 3.14 \times 14 = 351.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.95 \times 1000}{0.9 \times 230 \times 351.68} = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.95 \times 1000}{0.9 \times 230 \times 150.72} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

e-Vérification de l'écartement des barres :

Armatures dans le sens xx : $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

\Rightarrow Condition vérifiée

Armatures dans le sens yy: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

\Rightarrow Condition vérifiée

f-Ancrage des barres aux appuis :

sens xx

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

$L_s = 45 \text{ cm} > S_t = 10 \text{ cm} \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

sens yy

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$L_s = 50 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$ On prévoit des crochets.

Soit des crochets de longueur : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

Calcul a l'ELS: $\nu = 0.2$ **a)- Calcul des efforts internes :****1-Le moment :**

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{x1} = q_s \cdot l_x^2 / 8 \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q_s \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_{x1} = 11.01 \times 2.38^2 / 8 (5.4 - 1.19) + 11.01 \times 2.38^3 / 48$$

$$M_{x1} = \mathbf{35.91 \text{ kn.m}}$$

$$M_{y1} = q_s l_x^3 / 24$$

$$M_{y1} = 11.01 \times 2.38^3 / 24$$

$$M_{y1} = \mathbf{6.18 \text{ kn.m}}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{x2} = q_s \cdot l_x^2 / 8 \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + q_s \cdot l_x^3 / 48$$

$$M_{x2} = 8.65 \times 2.38^2 / 8 (5.4 - 1.19) + 8.65 \times 2.38^3 / 48$$

$$M_{x2} = \mathbf{28.21 \text{ kn.m}}$$

$$M_{y2} = q_s l_x^3 / 24$$

$$M_{y2} = 8.65 \times 2.38^3 / 24$$

$$M_{y2} = \mathbf{4.86 \text{ kn.m}}$$

- d. le moment total est :

$$M_x = \mathbf{64.12 \text{ kn.m}}$$

$$M_y = \mathbf{11.04 \text{ kn.m}}$$

b)- Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2/ BAEL 91)

- **Contrainte dans l'acier**

Sens xx

Nous devons s'assurer que : $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 12.32}{100 \times 23} = 0.53 \quad \rightarrow \beta = 0.891 \quad \rightarrow K_1 = 30.87$$

$$\delta_{st} = \frac{M_{sx}}{\beta_1 d A_s} = \frac{64.12 \times 10^{-3}}{0.891 \times 0.23 \times 12.32 \times 10^{-4}} = 254.17 \text{ Mpa}$$

$$254.17 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{254.17}{30.87} = 8.23 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens ly

Nous devons s'assurer que : $\delta_s \leq \bar{\delta}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.197 \quad \rightarrow \beta = 0.928 \quad \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\delta_{st} = \frac{Msx}{\beta_1 d A_s} = \frac{11.04 \times 10^{-3}}{0.928 \times 0.23 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 114.43 \text{ Mpa}$$

$114.43 \text{ Mpa} < \bar{\delta}_s = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- **Contrainte dans le béton :** $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc}$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{114.43}{54.44} = 2.10 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

vérification de l'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

d)- Vérification de la flèche : (BAEL99/Art B.5.6.3)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

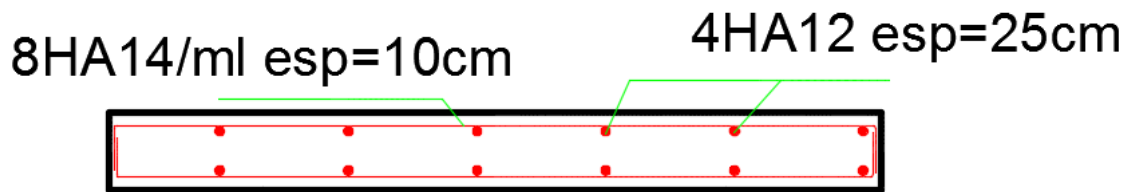
- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{238} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M_0} \Rightarrow \frac{25}{238} = 0,1 > \frac{64.12}{10 \times 64.12} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{12.32}{100 \times 23} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

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

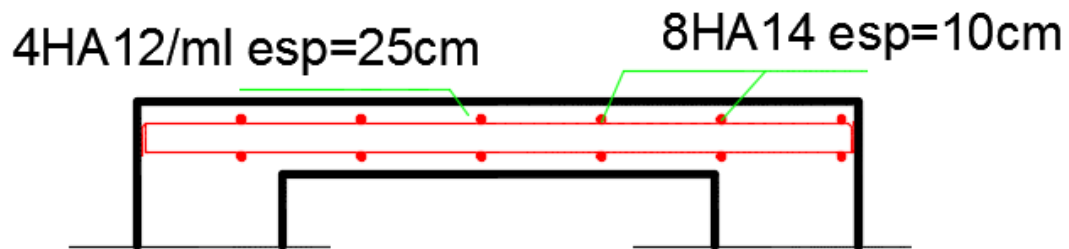
CONCLUSION :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

- Armatures parallèles à lx $\rightarrow 8\text{HA}14$ ($A = 12.32 \text{ cm}^2$)
- Armatures parallèles à ly $\rightarrow 4\text{HA}12$ ($A = 4.52 \text{ cm}^2$)



**fig 18: coupe de la dalle
pleine sens x-x.**



**fig 19: coupe de la dalle
pleine sens y-y.**

III.D.ESCALIER :

III.D.1. DEFINITION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

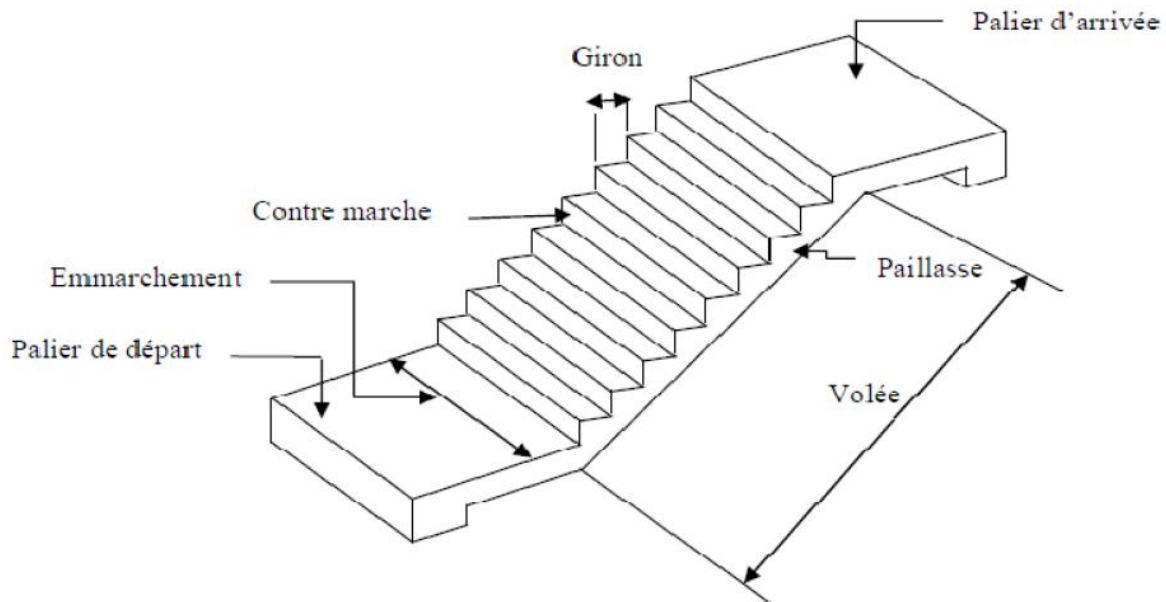


Figure 20: Schéma général d'une volée d'un escalier droit

Caractéristiques dimensionnelles :

- La marche**: est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives.
- Le giron (g)**: Le giron est la largeur d'une marche d'un escalier. C'est un élément très important à prendre en compte pour rendre un escalier agréable à monter.
- Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires /ou à chaque étage.
- L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches.

III.D.2. Cage d'escalier :

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers droits à 2 volées

III.D.2.A.1. Dimensionnement :

Pour le calcul on prend le cas le plus défavorable qui est l'escalier comportant le plus grand nombre de marche, qui est l'escalier à deux volées.

La condition de BONDEL, nous permet de pré dimensionner convenablement notre escalier

la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$).

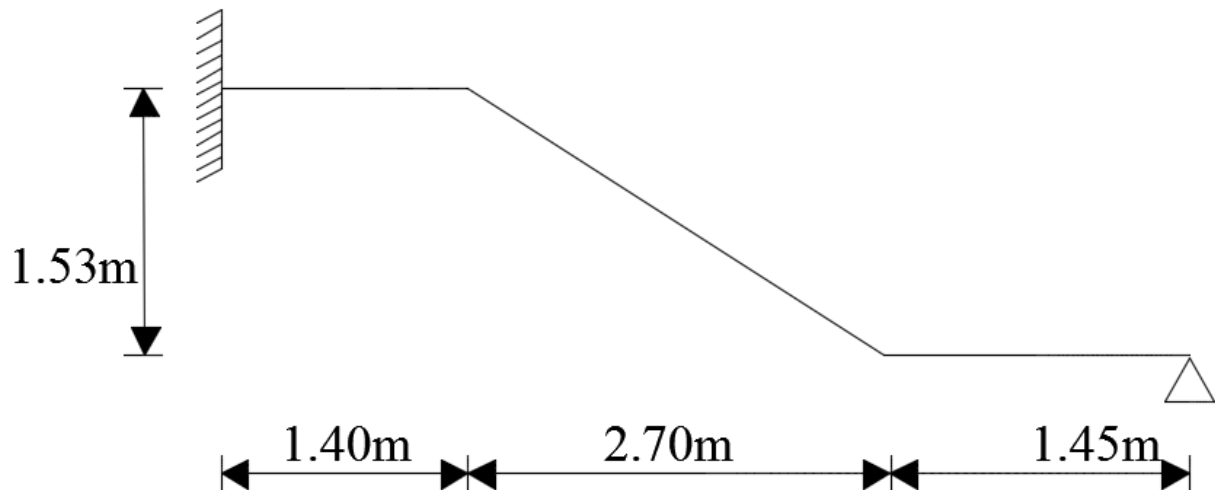


Figure 21 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h=17\text{cm}$.

a) Nombre de contre marches :

Le nombre de contre marches est : $n=H/h=323/17=19$ donc 9 contre marches pour un palier et 10 pour un autre palier

Nous on prend le palier avec 10 contre marche

$$n = 10 \text{ contre marches}$$

b) Nombre de marche :

Le nombre de marche pris égale à $m = n-1 = 10-1 = 9$

$$m = 9 \text{ marches}$$

On a le giron :

$$g + 2h \leq 66 \text{ cm donc } g \leq 66 - (2 \times 17) = 32\text{cm}$$

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

=====>>La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (10-1) = 270 \text{ cm.}$$

c) Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq ep \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{\cos 29.54} = 3.10 \text{ m} \quad L_2 = 1.40 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse: $L' = L_0 + L_2 = 3.10 + 1.40 = 4.5 \text{ m.}$

D'où

$$\frac{450}{30} \leq ep \leq \frac{416}{20} \quad \rightarrow \quad 15 \text{ cm} \leq ep \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ep = 18 \text{ cm}$$

III.D.2.A.2. Détermination des charges et surcharges :

Les calculs sont menés en considérant une bande de 1m de la paillasse.

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la portée de la paillasse, on peut admettre que le poids est uniformément réparti sur la paillasse.

Charges permanentes :**■ Palier :**

Tableau 03 : Charges permanentes du palier

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en béton	0.18	25	4.50

$$G_{p_{total}} = 6.02 \text{ kN/m}^2$$

■ **Volée:**

Tableau 04 : Charges permanentes de la volée

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10		0.2
Paillasse	Ep/cosa=0.207	25	5.173

$$G_{v_{total}} = 9.02 \text{ kN/m}^2$$

Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

III.D.2.A.3 Calcul à l'ELU :

◆ *Combinaison d'action :*

Palier : $q_u = 1.35 G_p + 1.5 Q = 1,35 \times 6.02 + 1.5 \times 2.5 = 11.88 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 1.35 \times 9.02 + 1.5 \times 2.5 = 15.93 \text{ kN/ml}$.

$$q_u^p = 11.88 \text{ kN/ml}$$

$$q_u^v = 15.93 \text{ kN/ml}$$

◆ *Calcul des efforts internes :*

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

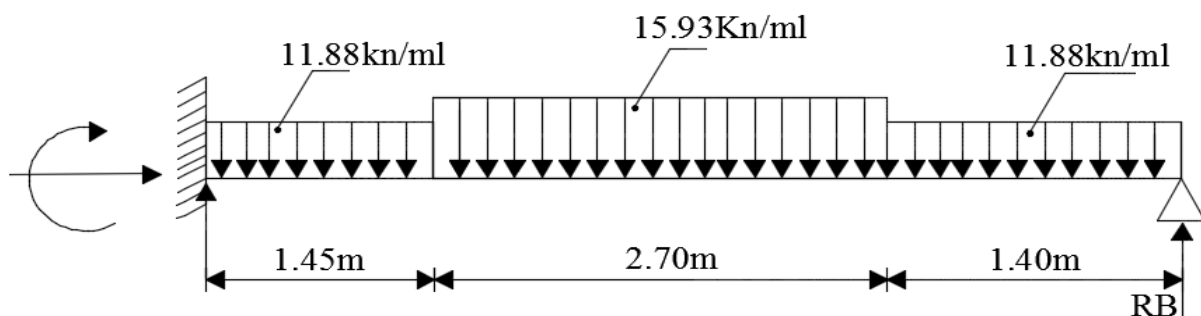


Figure 22 : schéma statique d'escalier

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11.88 \times 1.45 + 15.93 \times 2.7 + 11.88 \times 1.40$$

$$= 76.87 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$5.55 R_B - \left\{ (11.88 \times 1.45) \left(\frac{1.45}{2} \right) + (15.93 \times 2.7) \times 2.8 + (11.88 \times 1.4) \times 4.85 \right\} = 0$$

$$\rightarrow R_B = 38.48 \text{ kN}$$

$$R_A = 76.87 - 38.48 = 38.39 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$-38.39 (5.55) + 11.88 (1.4) (4.825) + 15.93 (2.7) (2.8) + 11.88 (1.45) (0.725) - M = 0$$

$$M = -0.03 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts internes :Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.45$

-0.03 kN.m

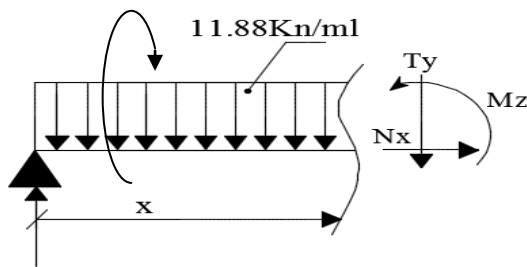


Figure 23 : Tronçon 1

$$T(x) = 38.39 - 11.88x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 38.39 \text{ kN} \\ x = 1.45 & T(1.45) = 21.16 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 38.39x - 11.88 \left(\frac{x^2}{2} \right) - 0.03$$

$$x = 0 \quad M(0) = -0.03$$

$$x = 1.55 \quad M(1.45) = 43.15 \text{ kN.m}$$

Tronçon 2 : $1.45 \leq x \leq 4.15$

$$T(x) = 38.39 + 11.88 \times 1.45 + 15.93(x - 1.45)$$

$$T(x) = 38.39 - 17.226 - 15.93x + 23.0985$$

$$T(x) = 44.26 - 15.93x = 0$$

$$x=1.55 \quad T(1.45) = 21.16 \text{ kN}$$

$$x = 4.15 \quad T(4.15) = -21.85 \text{ kN}$$

$$M(x) = 38.39x - 11.88 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - \frac{15.93}{2} (x - 1.45)^2 - 0.03$$

$$M(x) = -7.965x^2 + 44.2625x - 4.29$$

$$x = 1.45 \quad \mathbf{M(1.45)} = 43.15 \text{ kN.m}$$

$$x = 4.15 \quad \mathbf{M(4.15)} = 42.23 \text{ kN.m}$$

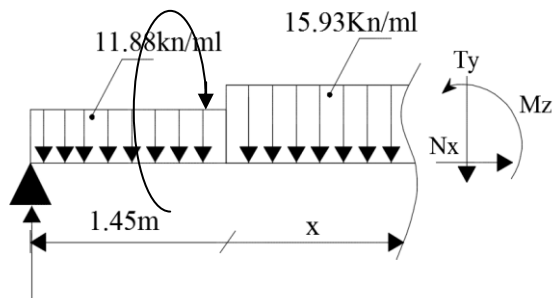


Figure 24 : tronçon 2

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4$

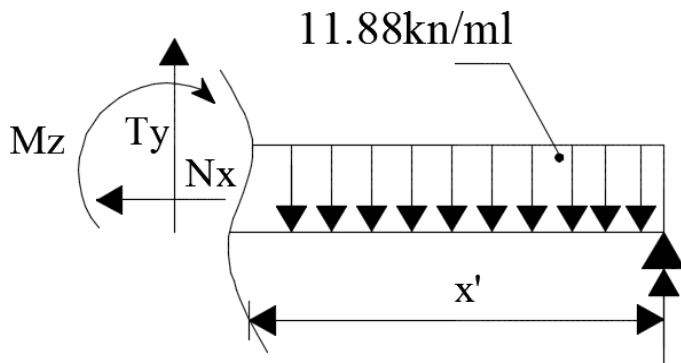


Figure 25: Tronçon 3

$$T(x) = -38.48 + 11.88x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T(0) = -38.48 \text{ kN} \\ x = 1.4 \quad T(1.4) = -21.85 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad T(0) = -38.48 \text{ kN} \\ x = 1.4 \quad T(1.4) = -21.85 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = 38.48x - 11.88 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad M(0) = 0 \\ x = 1.4 \quad M(1.4) = 42.23 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad M(0) = 0 \\ x = 1.4 \quad M(1.4) = 42.23 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Tableau 05 : Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1,45$	0	38.39	-0.03
	1,45	21.16	43.15
$1,45 \leq x \leq 4.15$	1.45	21.16	43.15
	4.15	-21.85	42.23
$0 \leq x \leq 1.4$	0	-38.48	0
	1.4	-21.85	42.23

Calcul du moment max:

$$T(x) = -38.48 + 11.88x = 0$$

La distance correspondent au moment max est : $x = \frac{38.48}{11.88} = 3.24 \text{ m}$

Donc :

$$M(3.24) = 62.63 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction avec les coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

 M_{max} aux appuis :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 62.32 = -18.7 \text{ kN.m}$$

 M_{max} en travée :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 62.32 = 52.97 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'état limite ultime :

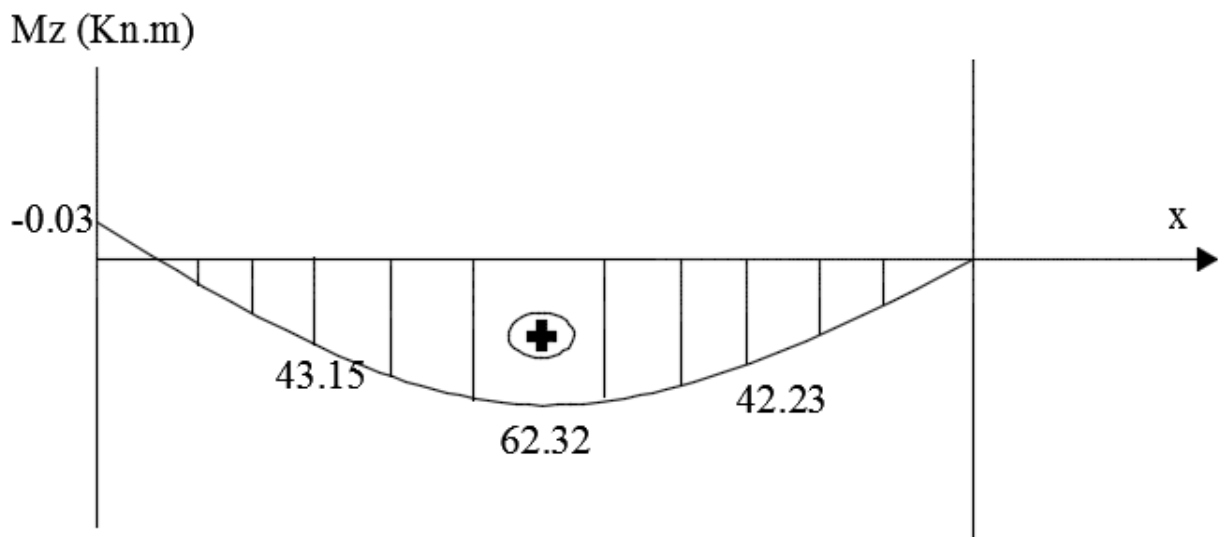
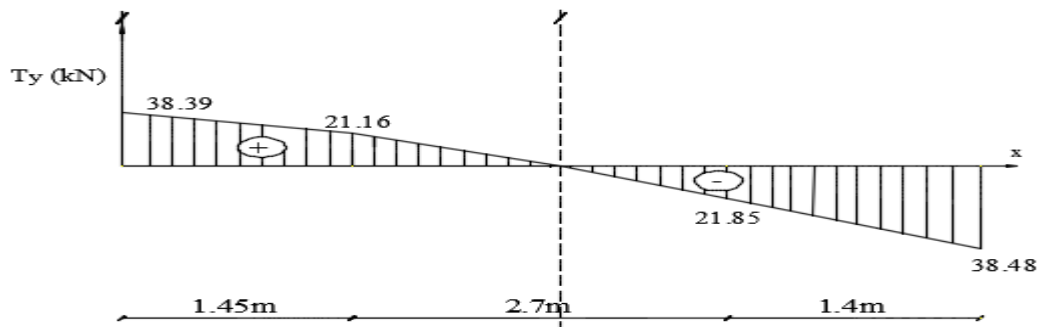


Diagramme des efforts tranchants

Diagramme des moments réduits

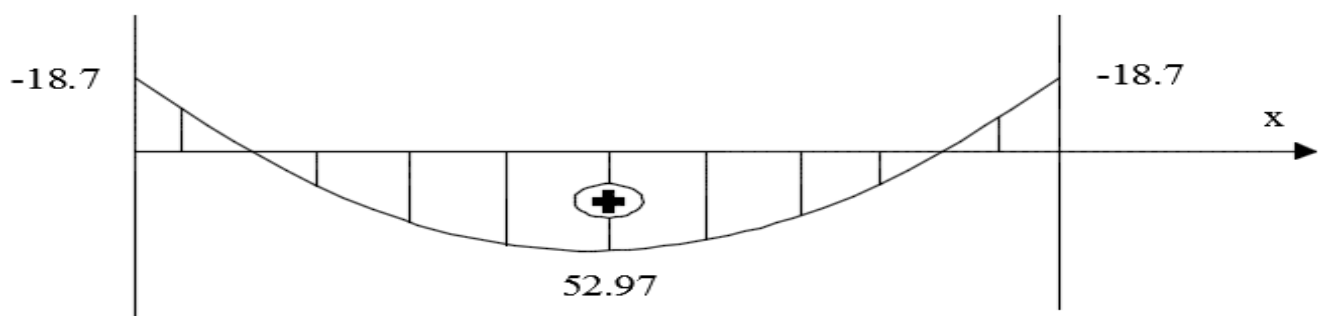


Diagramme des efforts corrigés

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 16 \text{ cm.}$$

$$h = d + c = 18 \text{ cm}$$

$$\text{=====>} d = h - c = 18 - 2 = 16 \text{ cm}$$

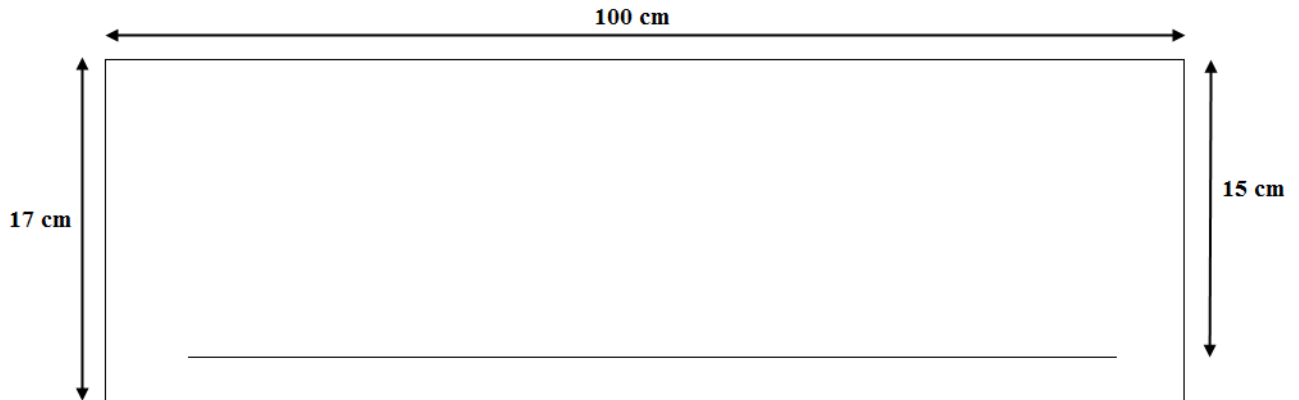


Figure 27 : Section rectangulaire d'escalier

a). En travée :

$$M_u^t = 52.97 \text{ kN.m}$$

Armatures principales :

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52.97 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = \frac{52970}{363520} = 0.146 \leq 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.146 \rightarrow \beta = 0.921$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{52.97 \times 10^3}{0.921 \times 16 \times 348} = 10.33 \text{ cm}^2$$

Soit: 8HA 14 ($A_t = 12.31 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_r = 3.14 \text{ cm}^2$) Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Aux appuis :Armatures principales :

$$M_u^a = 18.7 \text{ kN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.7 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.05 \leq 0.392 \quad \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.05 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{18.7 \times 10^3}{0.974 \times 16 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA 12 ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 25cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 4HA8 (A_r = 2.01 \text{ cm}^2)$$

Avec un espacement de 25cm.

Les vérifications à l'ELU :**Vérification de la non fragilité du béton:** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_s \geq \left\{ \frac{B}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad B : \text{la section de béton}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2 \\ \frac{100 \times 18}{100} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :** $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$

Espacement des barres :**Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis } S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \\ \text{En travées } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

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

Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

(Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = \mathbf{38.48 \text{ kN}}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{38.48 \times 10^3}{1000 \times 160} = \mathbf{0,241 \text{ MPa}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition est vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99) :

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ab \quad \text{avec : } a \leq 0.9 d$$

$$T_{max} = 38.48 \text{ kN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \square \square \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_u = \frac{\square \square}{348} \leq \square \min \square A_{app A}, A_{app B} \square \square \square \square \square \square \square \square \text{ cm}^2$$

$$A_u = \frac{38.48 \times 10^3}{348} \times 10^{-2} = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée

par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{38,48 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 351,7} = \mathbf{0,76 MPa}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times 1,4 = \mathbf{351,7 mm}$$

$$\tau_{se} = 0,76 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 MPa \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

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

Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

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

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

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm. (voir BAEL 99).}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifiée 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**.

$$L = 0,4 L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm.}$$

Calcul à l'ELS :

Combinaison d'action :

Palier : $q_s = G_p + Q = 6,02 + 2,5 = 8,52 \text{ kN/ml.}$

Volée : $q_s = G_v + Q = 9,02 + 2,5 = 11,52 \text{ kN/ml.}$

$$q_s^P = \mathbf{8,52 kN/ml.}$$

$$q_s^V = \mathbf{11,52 kN/ml.}$$

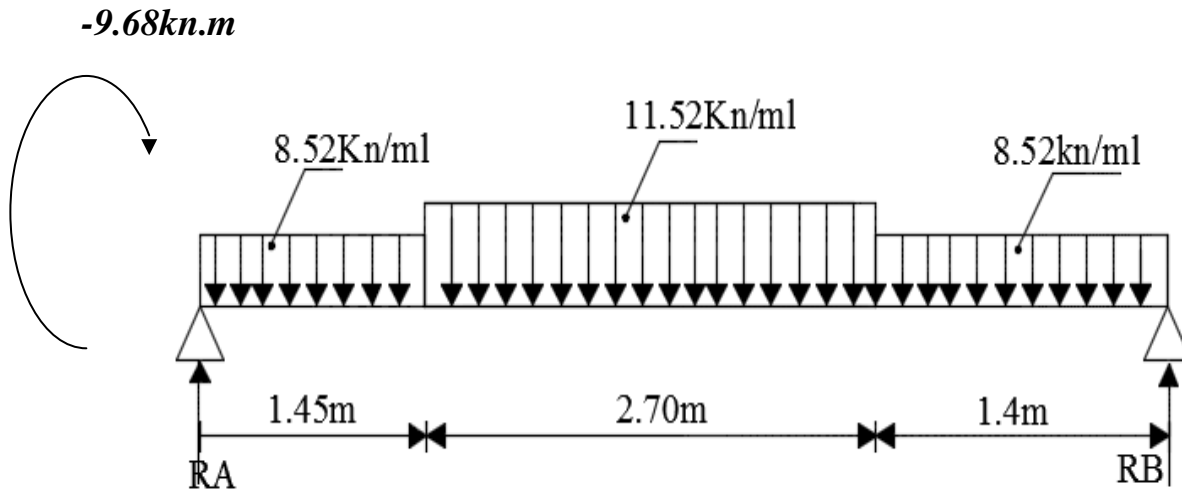


Figure 28 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

Réactions d'appuis :

Calcul des réactions d'appuis :

$$\left. \begin{array}{l} \sum F_{/x} = 0 \\ \sum F_{/y} = 0 \\ \sum M_{/A} = 0 \end{array} \right\}$$

$$\sum F_{/y} = R_A + R_B = (8,52 \times 1,45) + (11,52 \times 2,7) + (8,52 \times 1,4)$$

$$R_A + R_B = \mathbf{55.39 \text{ kN}}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$5.55 R_B - (8,52 \times 1,45) \frac{1,45}{2} + (11,52 \times 2,4) 2,8 + (8,52 \times 1,4) 4,85 = 0$$

$$R_B = \mathbf{25.99 \text{ kN}}$$

$$R_A = 55.39 - 25.99 = \mathbf{29.40 \text{ kN.}}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

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

$$\text{-Moments en travée : } M_{\text{trav}} = 0.85 \times M_o.$$

-Moments en appuis : $M_{app} = -0.3 \times M_o$.

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.45m$

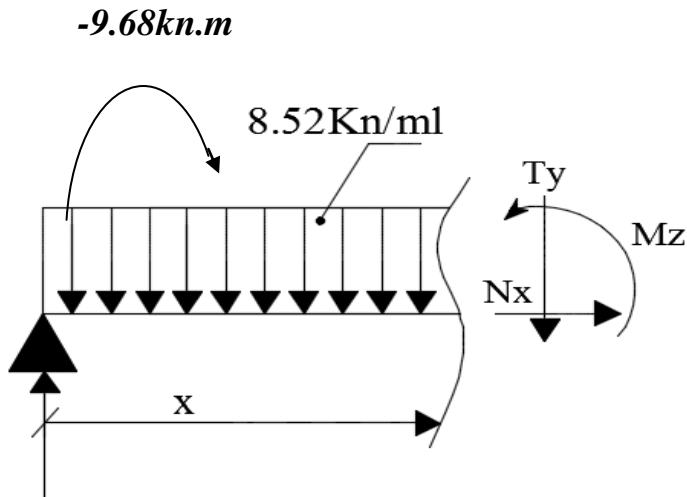


Figure 29 :Tronçon1

$$T(x) = 29.4 - 8.52x \begin{cases} x = 0 & T(0) = 29.4 \text{ kN} \\ x = 1,45 & T(1,45) = 17.046 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 29.4x - 8,52 \frac{x^2}{2} - 9.68 \begin{cases} x = 0 & M(0) = -9.68 \\ x = 1,45 & M(1,45) = 24 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1,55 \leq x \leq 3,95$

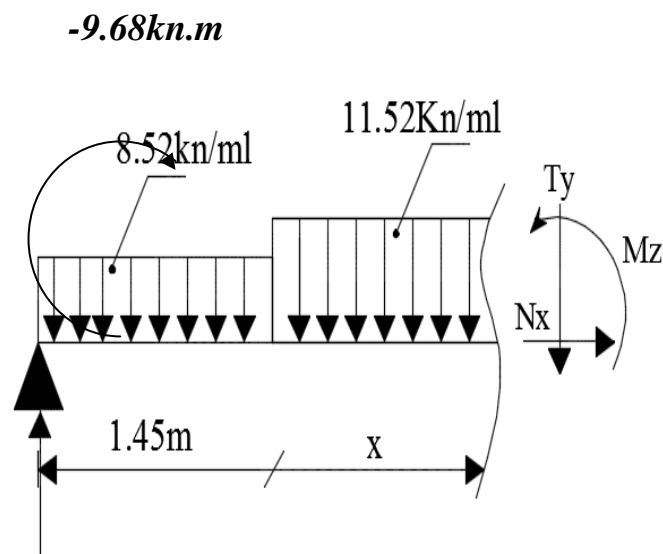


Figure 30 :trançon2

$$T(x) = 29.4 + 8.52 \times 1.45 + 11.52(x - 1.45)$$

$$T(x) = 33.75 - 11.52 x$$

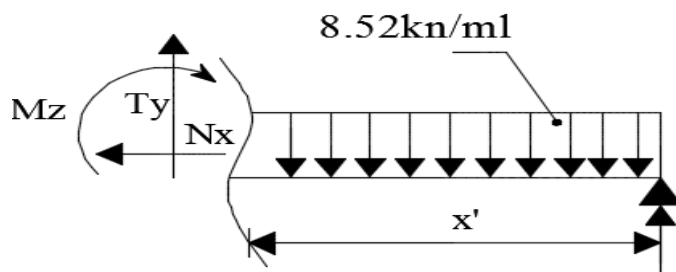
$$\begin{cases} x = 1.45 & T(1.45) = 17.05 \text{ kN} \\ x = 4.15 & T(4.15) = -14.62 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 29.4 x - 8.52 \times 1.45 \left(x - \frac{1.45}{2}\right) - \frac{11.52}{2} (x - 1.45)^2$$

$$M(x) = 33.75 \times x - 11.52 \times \frac{x^2}{2} - 3.15$$

$$\begin{cases} x = 1.45 & M(1.45) = 24 \text{ kN.m} \\ x = 4.15 & M(4.15) = 28.04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.4$

**Figure 31 :Tronçon3**

$$T(x) = -25.99 + 8.52x \begin{cases} x = 0 & T(0) = -25.9 \text{ kN} \\ x = 1.4 & T(1.4) = -14.62 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M(x) = 25.99x - 8.52 \frac{x^2}{2} \begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 1.4 & M(1.4) = 28.04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau III-D-3 : Tableau récapitulatif des efforts

tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1,45$	0	29.4	-9.68
	1,45	17.046	24
$1.45 \leq x \leq 4.15$	1.45	17.046	24
	4.15	-14.62	28.04
$0 \leq x \leq 1.4$	0	-25.9	0
	1.4	-14.62	28.04

Tableau 06 : Tableau récapitulatif des efforts

Calcul du moment max:

$$T(x) = 33.75 - 11.52x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{33.75}{11.52} = 2.93 \text{ m}$

Donc :

$$M(2.93) = 33.75 \times 2.93 - 11.52 \times \frac{2.93^2}{2} - 3.15$$

$$M(2.69) = 46.29 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

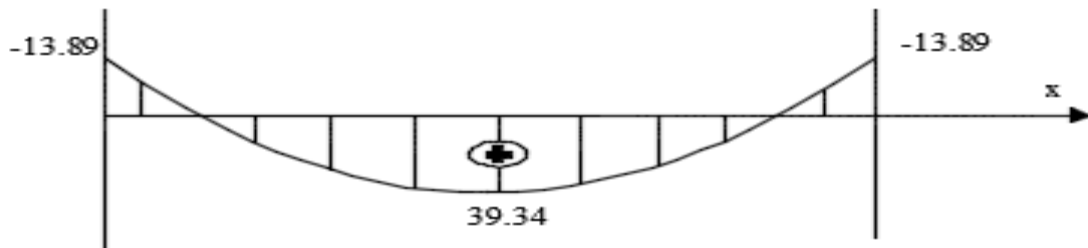
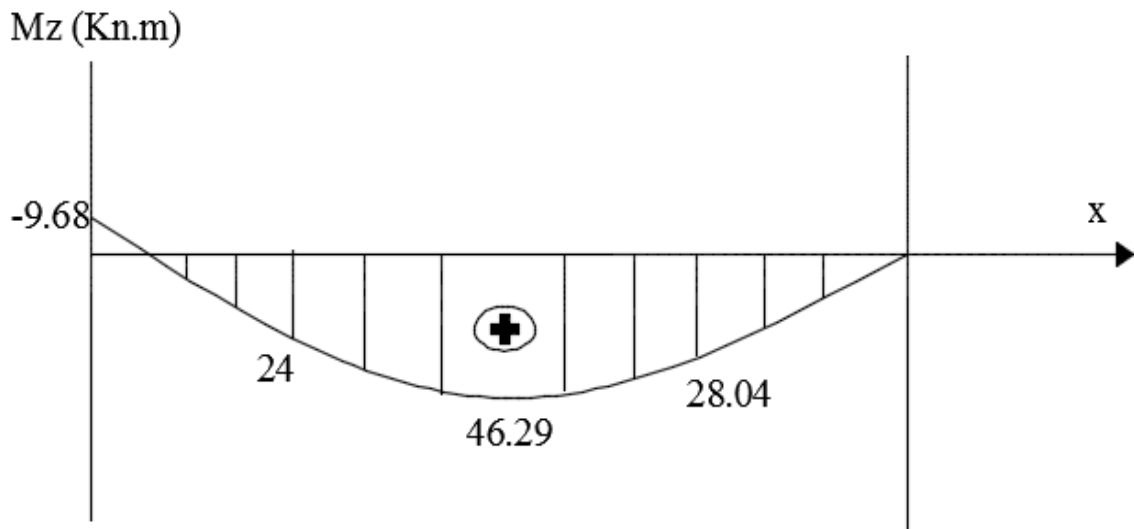
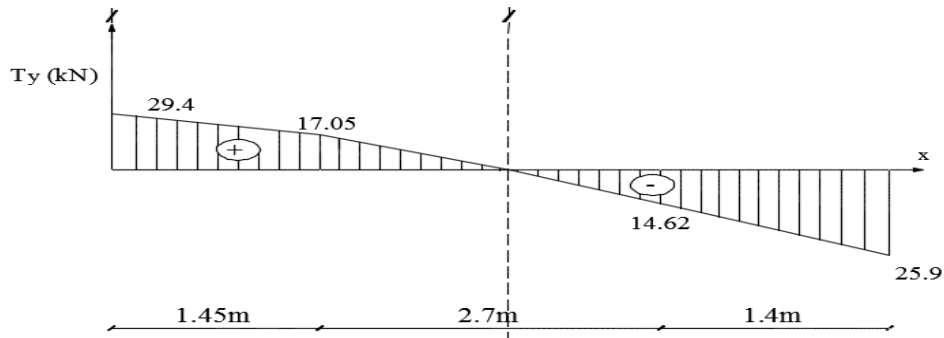
M_{max} aux appuis :

$$M_{max}^A = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 46.29 = -13.89 \text{ kN.m}$$

M_{max} en travée :

$$M_{max}^t = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 46.29 = 39.34 \text{ kN.m}$$

Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS :



Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissurations: (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton à la compression: (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration est peu nuisible, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\underline{\text{En travée:}} \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 16} = 0.769$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 24.68 \\ \beta_1 = 0,874 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{39.34 \times 10^3}{12.31 \times 0.874 \times 16} = 228.53 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 228.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{228.53}{24.68} = 9.26 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$
..... Condition est vérifiée.

Aux appuis :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\text{Dans les aciers: } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 16} = 0,283$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 44.52 \\ \beta_1 = 0,916 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} = \frac{13.89 \times 10^3}{0,916 \times 16 \times 4.52} = 209.68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 209.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

Dans le béton

$$\delta_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{209.68}{44.52} = 4.71 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

Vérification de la flèche :

Les règles (**Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99**). précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } h = 18 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 5.10 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

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

M_t : valeur maximum du moment isostatique,

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

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,18}{5.10} = 0,035 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

On doit calculer la flèche

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ Avec : } q_s = 11,52 \text{ kN/ml}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{C28}} = 3700^3 \sqrt{25} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}; \quad S_{XX} : \text{ Moment statique}$$

$$S_{XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 12.31 \times 16 = \mathbf{19154.4 \text{ cm}^3}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 12.31 = \mathbf{1984.65 \text{ cm}^2}$$

$$V_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{19154.4}{1984.65} = 9.65 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.65 = 8.35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (9.65^3 + 8.35^3) + 15 \times 12.31 \times (8.35 - 2)^2 = 56806.05 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,52 \times 5.10 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 56806.05 \times 10^{-8}} = 0.000124 \text{ m} = 0.0124 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{510}{500} = 1.02$$

$f = 0.0124 < \bar{f} = 1.02$ Condition vérifiée.

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée :**

❖ **Armatures principale : 8HA14** espacement = **15 cm**

❖ **Armatures de répartition : 4HA10** espacement = **25 cm**

- **Aux appuis :**

❖ **Armatures principale : 4HA12** espacement = **25 cm**

❖ **Armatures de répartition : 4HA8** espacement = **25 cm**

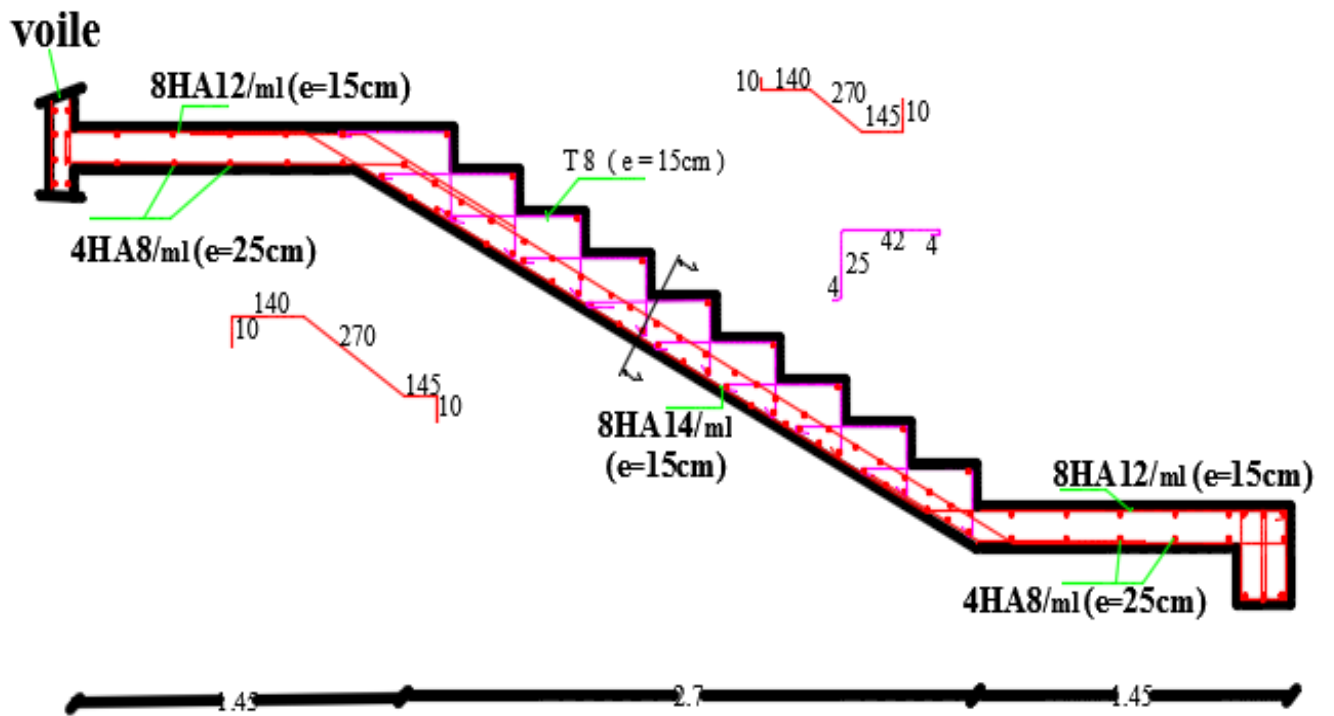


fig 32. Schéma d'esclier.

III.E. SALLE MACHINE :

INTRODUCTION :

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Notre bâtiment est doté de 3 cages d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entraînement $V=1$ m/s, dont la surface de la cabine est de 3.78 m^2 (1.8×2.10) appuyée sur ses 4 cotés

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

III.E.1. Calcul de la dalle pleine :

$$L_x = 180 \text{ cm} \quad L_y = 210 \text{ cm}$$

$$S = 3.78 \text{ m}^2$$

a- Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur : $h_t = 15 \text{ cm}$.

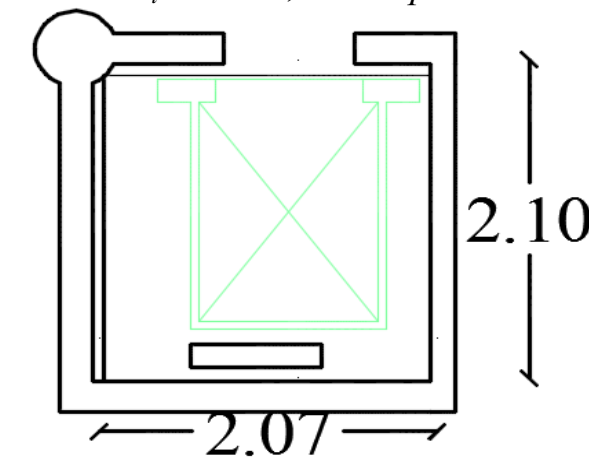
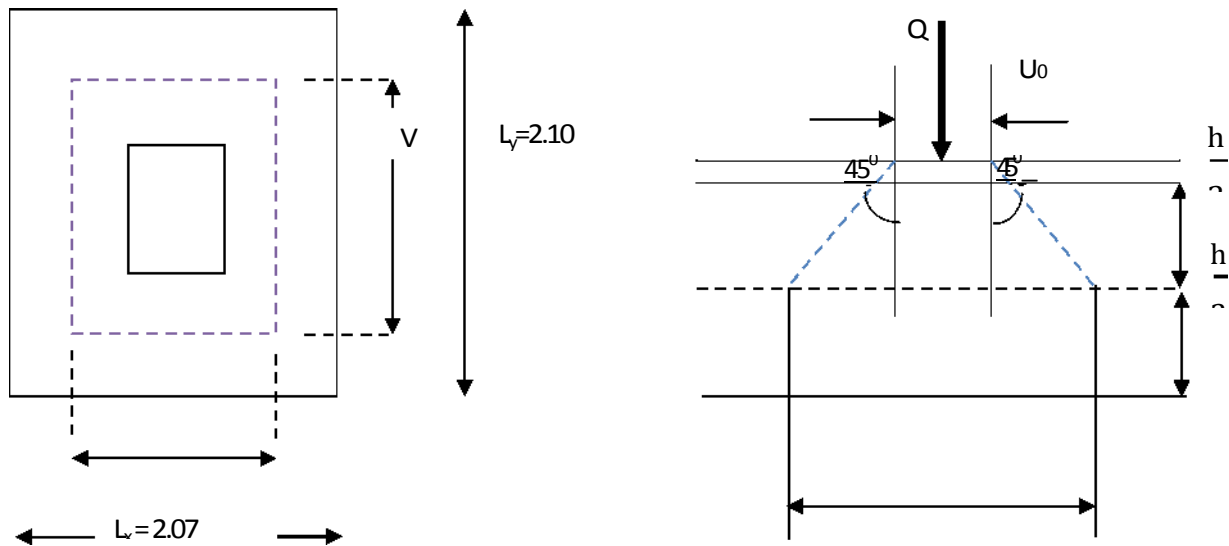


Figure 34 : Vue en plan l'ascenseur

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + ht \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + ht \end{cases}$$

Schéma statique de la salle machine



Avec: $\xi=1$ car le revêtement est en béton.

$e_0=5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$ht=15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0=V_0=80\text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P .

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, premièrement on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastresments sur les appuis de rive.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{207}{210} = 0.99$$

$0.4 \leq \rho = 0.99 \leq 1$: Le panneau travail dans les 2 sens.

b- Calcul des moments au centre du panneau :

$$\text{Ils sont donnés par la formule : } \begin{cases} M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2) \\ M_{y1} = q_u (\nu M1 + M2) \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{lx}\right)$, $\left(\frac{V}{ly}\right)$ et $\left(\frac{lx}{ly}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

ν : coefficient de poisson.

A l'ELU, $\nu = 0$

$$\rho = 0.99$$

$$\frac{U}{lx} = \frac{105}{207} = 0.51$$

$$\frac{V}{ly} = \frac{105}{210} = 0.5$$

On procède par interpolation

$$\frac{U}{lx} = \frac{105}{207} = 0.51$$

$$\frac{V}{ly} = \frac{105}{210} = 0.5$$

pour $\rho = 0.9$

$$\frac{U}{lx} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.1$$

$$\frac{V}{ly} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0.08$$

$$\frac{u}{lx} = 0.6 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.089$$

$$\frac{v}{ly} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0.073$$

$$\Delta\left(\frac{u}{lx}\right) = 0.6 - 0.5 = 0.1$$

$$\Delta M_1 = 0.089 - 0.1 = -0.011$$

$$\Delta M_2 = 0.073 - 0.08 = -0.007$$

$$\Delta\left(\frac{v}{ly}\right) = 0.51 - 0.5 = 0.01$$

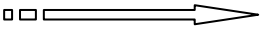
$$\Delta M_1 = \frac{0.01 \times (-0.011)}{0.1} = -0.0011$$

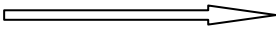
$$\Delta M_2 = \frac{0.01 \times (-0.007)}{0.1} = -0.0007$$

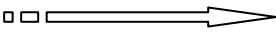
Pour $\frac{u}{lx} = 0.583$ $M_1 = 0.1 - 0.0011 = 0.0989$

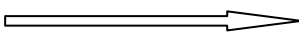
$\frac{v}{lx} = 0.5$ $M_2 = 0.08 - 0.0007 = 0.0793$

Pour $\rho = 1$

$\frac{U}{lx} = 0.5$  $M_1 = 0.09$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0,09$

$\frac{u}{lx} = 0.6$  $M_1 = 0.081$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0,081$

$$\Delta \left(\frac{u}{lx} \right) = 0.6 - 0.5 = 0.1$$

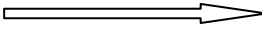
$$\Delta M_1 = 0.081 - 0.09 = -0.009$$

$$\Delta M_2 = 0.081 - 0.09 = -0.009$$

$$\Delta \frac{u}{lx} = 0.51 - 0.5 = 0.01$$

$$\Delta M_1 = \frac{0.01 \times (-0.009)}{0.1} = -0.0009$$

$$\Delta M_2 = \frac{0.01 \times (-0.009)}{0.1} = -0.0009$$

$\frac{u}{lx} = 0.583$  $M_1 = 0.09 - 0.0009 = 0.0891$

$\frac{v}{lx} = 0.5$  $M_2 = 0.09 - 0.0009 = 0.0891$

$$\Delta\rho=1-0.9=0.1$$

$$\Delta M_1 = 0.0891-0.0989 = -0.0098$$

$$\Delta M_2 = 0.0891-0.0793 = +0.0098$$

$$\Delta\rho=0.99-0.9=0.09$$

$$\Delta M_1 = \frac{0.09 \times (-0.0098)}{0.1} = -0.00882$$

$$\Delta M_2 = \frac{0.09 \times (+0.0098)}{0.1} = +0.00882$$

Pour $\rho = 0.99$

$$\frac{u}{L_x} = 0.51 \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0.0989 - 0.00882 = 0.09008$$

$$\frac{v}{L_x} = 0.5 \quad \Rightarrow \quad M_2 = 0.0793 + 0.00882 = 0.08812$$

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = PM_1 = 121.5 \times 0.09008 = 10.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = PM_2 = 121.5 \times 0.08812 = 10.71 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

On a : **0.4** $< \rho = 0.99 < 1$ \rightarrow La dalle travaille dans les 2 sens.

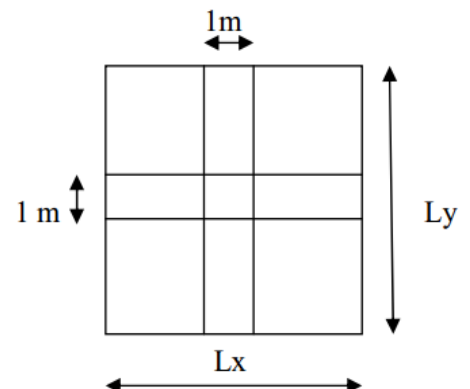
$$\rightarrow \mu_x = 0.0377$$

$$\mu_y = 0.978$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : **Q est prise égale à 1kN/ml.**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN/ml}$$



$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0377 \times 6.56 \times 2.07^2 = 1,06 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0.978 \times 1.059 = 1.04 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.95 + 1,06 = 12,01 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.71 + 1.04 = 11.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

Sens lx :

En travées : $M_t^x = 0.85 \times 12.01 = 10.21 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a^x = -0.3 \times 12,01 = - 3,6 \text{ kN.m}$

Sens ly :

En travées : $M_t^y = 0.85 \times 11.75 = 9.99 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a^y = -0.3 \times 12,01 = - 3.6 \text{ kN.m}$

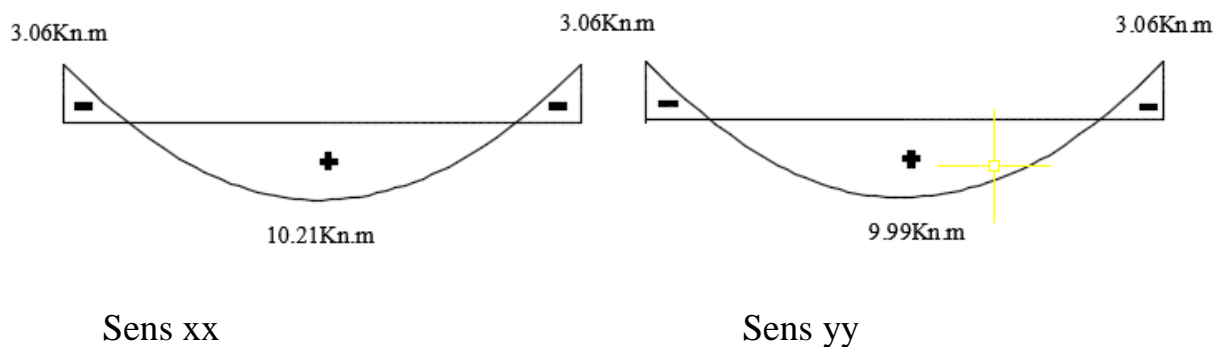


Figure 35 : Les moments dans les deux sens à l'ELU

Ferraillage a l'ELU :

- Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à l'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :

$b=100 \text{ cm}$

$h_0=15 \text{ cm}$

$d=h_0-c=15-2=13 \text{ cm}$

Dans le sens de la petite portée : x-x**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,21 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,21 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de $St = \frac{1}{Nb} \times 100 = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,6 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 6 = 1.13 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

Dans le sens de y-y :**En travée :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.99 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.6 \times 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.8 \text{ cm}^2$$

Soit une section de : 4 HA 6 = 1.13 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

Vérification a L'ELU :**Condition de non fragilité** : (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$W_x \geq W = W_0(3 - \rho)/2$$

Avec :

 $\rho_0 = 0.0008$ Pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal règlementaire. W_x : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

$$W_0 = 0.0008 \times \frac{3 - 0.86}{2} = 0.000856$$

Armatures suivant (x-x)

$$W_x \geq 0.000856 \Rightarrow \frac{A_{min}}{S} \geq 0.000856$$

$$A_{min} \geq 0.000856 \times S = 0.000856 \times 15 \times 100 = 1.284$$

$$A_t = 3.14 \geq A_{min} = 1.284 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens X-X}$$

Armatures suivant (y-y)

$$W_y \geq W_0 = 0.0008$$

$$W_y = \frac{A_{min}}{S} \geq W_0$$

$$A_{min} = W_0 \times S = 0.0008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée dans le sens y-y}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens.**Diamètre maximal des barres** :

$$\Phi \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

 Φ : diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi = 10 \text{ mm} \leq \Phi_{max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise a un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée : $\min \{2h, 25\text{cm}\}$ •Direction perpendiculaire à la plus sollicitée : $\min \{3h, 33\text{cm}\}$ •

h : désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Les armatures // à Lx :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{2 \times 15, 25 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\}$$

$St = 25\text{cm} = 25\text{cm} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Les armatures // à L_y :

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Vérification de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 / BAEL91)

On admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P \leq 0.045 U_{ch_t} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P : charge de calcul vis à vis de L'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P .

Avec μ_c :

$$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (105+105) = 420\text{cm}$$

$$P \leq 0.045 U_c h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 420 \times 15 \times 10^2 \times \frac{25}{1.5}$$

$$P = 121.5 \text{ kN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Au milieu de L_y

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} \text{ avec : } P = 1.35 \times G = 121.5 \text{ kN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 2.10 + 2.07} = 19.38 \text{ kN}$$

Au milieu de L_x

$$\Rightarrow T_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{121.5}{3 \times 2.10} = 19.29 \text{ kN}$$

$$T_{u \max} = 19.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{19.38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.149 < \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Calcul a l'ELS: $\nu = 0.2$

- Calcul des moments à L'ELS :

a-1- Sous charge localisée :

-Évaluation des moments M_{x1} , M_{y1} du au système de levage :

$$P_s = G + Q = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1}^s = P(M1 + 0.2M2) = 90(0.09008 + 0.2 \times 0.08812) = 9.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = P(0.2M1 + M2) = 90(0.2 \times 0.09008 + 0.08812) = 9.55 \text{ KN.m}$$

Sous charge uniformément réparties :

- Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les formules :

$$Q_s = (G + Q) \times 1m = (25 \times 0.15 + 1) \times 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0.99 \rightarrow \mu_x = 0.0451 \text{ et } \mu_y = 0.985$$

$$M_{x2}^s = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0451 \times 4.75 \times (2.07)^2 = 0.918 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = \mu_y M_{x2} = 0.985 \times 0.918 = 0.904 \text{ KN.m}$$

-Les moments globaux :

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9.69 + 0.918 = 10.61 \text{ kN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 9.55 + 0.904 = 10.45 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-Correction des moments

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies des coefficients **0.85** en travée et **-0.3** aux appuis.

- en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 10.61 = \mathbf{9.02 \text{ kN.m}} \\ M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 10.45 = \mathbf{8.89 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

- sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x^s = -0.3 \times 10.61 = -3.18 \text{ kN.m}$$

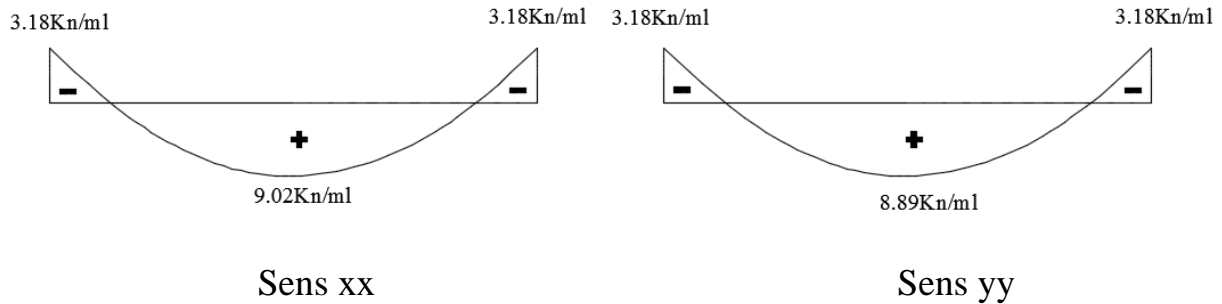


Figure 36 : Les moments dans les deux sens à l'ELS.

Ferraillage de la dalle à l'ELS :

En travées :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.037 \rightarrow \beta = 0.773$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{9.02 \times 10^3}{0.773 \times 13 \times 348} = 2.72 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 3.18 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.013 \rightarrow \beta = 0.837$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \delta_{st}} = \frac{3.18 \times 10^3}{0.837 \times 13 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Aux appuis :

On doit vérifier que : $\delta_{bc} < \bar{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \rightarrow K_1 = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ax}^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.18 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 84.49 \text{ MPa}$$

$$\delta_b = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{84.49}{48.29} = 1.75 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

En travées :

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,24 \rightarrow K_1 = 48.29 \quad \text{et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{9.02 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 239.92 \text{ MPa}$$

$$\delta_b = \frac{\delta_s}{K_1} = \frac{239.92}{48.29} = 4.97 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$A) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^s}{20 \times M_0^s} \quad B) \frac{Ax}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

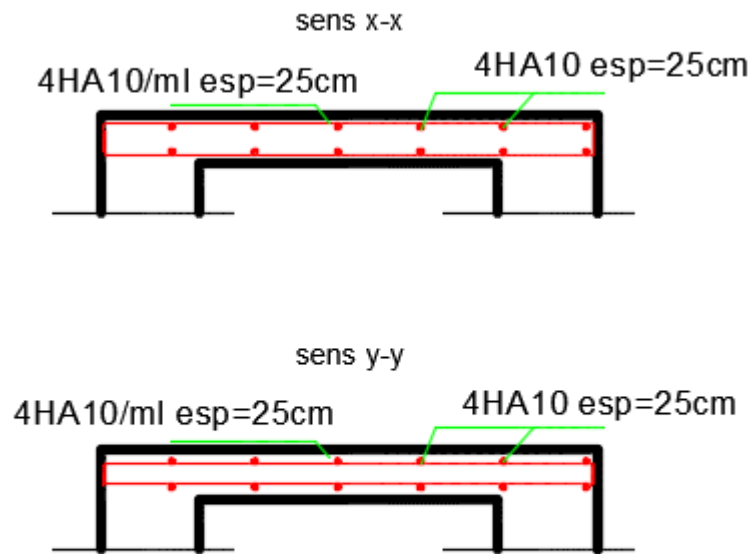
$$A) \frac{15}{207} = 0.0725 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{9.02}{20 \times 10.61} = 0.0425 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$B) \frac{Ax}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, et elles sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) 4HA10 avec : $S_t = 25 \text{ cm}$



**fig 38 Schéma de la dalle
salle machine.**

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations en particulier l'effort sismique qui est la principale cause des dommages, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Et dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement sous ce type de chargement, l'utilisation des méthodes numériques telle que la Méthode des éléments fini est devenue indispensable. Les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité

Plusieurs programmes de calcul automatique sont à base de ces méthodes et l'automatisme de calcul donne l'efficacité opératoire.

V.1. Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

ETABS est l'un des logiciels de calcul et de conception basé sur la méthode des éléments finis (MEF), conçu pour le calcul des bâtiments grâce à une interface graphique. Il permet de créer des structures, dimensionner des éléments, et d'analyser les résultats obtenus. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statistiques et dynamiques, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, ainsi que les modes de vibration...

V.2. Méthode de calcul :

Nous distinguons deux cas :

- Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
- Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

4.2.1- Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre (3 du RPA, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et a 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : -tous groupes

Zone II :- groupe d'usage 3

-groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Zone III :-groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

4.2.2 Présentation de l'ouvrage relativement à l'étude dynamique

-Notre ouvrage est classé selon le règlement parasismique algérien dans une zone de forte sismicité **III**

-La catégorie de sol est de S3 (sol meuble).

-La structure est classée en groupe d'usage **1B** (RPA2003/Art 3.2)

notre bâtiments est à usage bureaux

-Notre bâtiment ne satisfait pas la condition de hauteur (Article 4.1.2)

En zone III $H \leq 30m$

La hauteur totale du bâtiment $H=48.85m$

$H > 30m$ Condition non vérifiée

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous avons vérifié un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse applicable a tous les cas d'après le RPA99version2003 (article 4.1.3).

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3. Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 16 niveaux (1sous-sol + RDC + 14étages courants) encastrée a la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

V.4. Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
5. Définition des charges statiques (G,Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

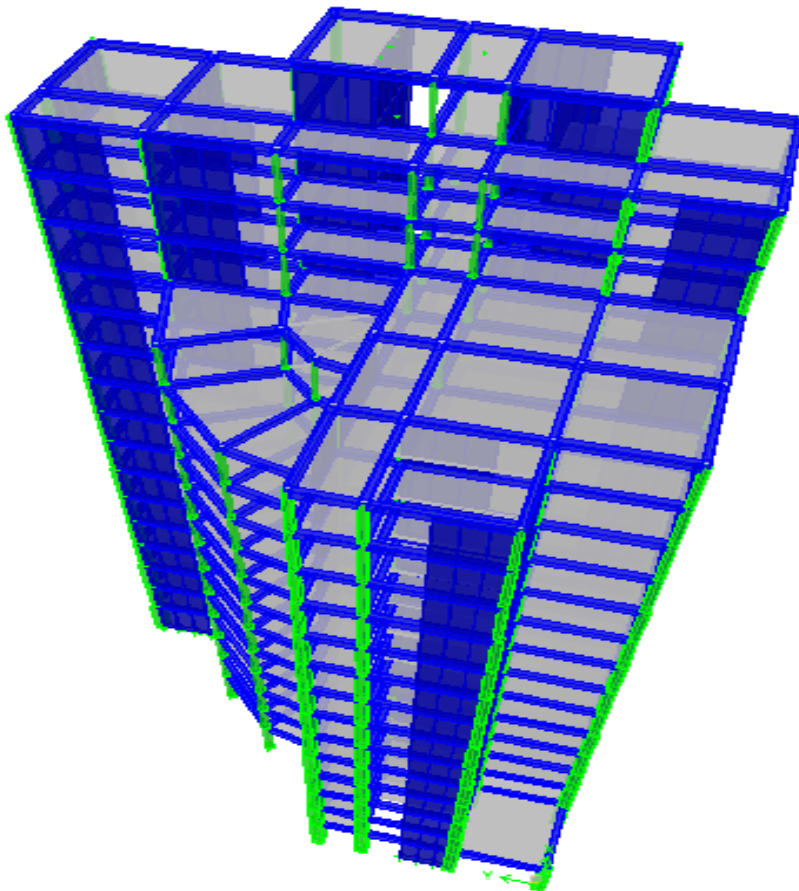


Figure1 :Vue en 3D de la structure

V.5 Vérifications selon les exigences du RPA:

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions afin de protéger les vies humaines et leurs biens matériels vis-à-vis des actions sismiques

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Vérification des déplacements
- Justification vis-à-vis des déformations
- Vérification de l'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{article 4.2.3 du RPA})$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1** du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
 - Zone sismique : III
 - Groupe d'usage : 1B

$$\left. \begin{array}{l} \text{– Zone sismique : III} \\ \text{– Groupe d'usage : 1B} \end{array} \right\} \rightarrow \mathbf{A = 0.3}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4

R = 4 (contreventement assuré par des voiles)

- Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation

- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (4.4 du RPA)

- ❖ Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Vérifier la Condition dans les deux sens(X-X et Y-Y)

- ❖ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : condition vérifiée

Suivant Y-Y : condition vérifiée

- ❖ Régularité en plan : la structure est classée non régulière en plan. (cf 3.5 1a).
- ❖ Régularité en élévation : la structure est classée non régulière en élévation (cf 3.5 1b).
- ❖ Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens X-X :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

$$Q = 1.2$$

Sens Y-Y :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	observé	0.05
Redondance en plan	observé	0.05
Régularité en plan	observé	0.05
Régularité en élévation	observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0

$$Q = 1.2$$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}T_2 \leq T \leq 3s & \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ du RPA})$$

T_2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA

$$T_2 = 0,5s$$

$$T = 1,0207s \text{ (d'après la modélisation)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.76$$

D'après le tableau 4.2 du RPA :

$$\xi = 10$$

$$\eta = 0.76 \geq 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{1.0207}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.18$$

- Poids total de la structure : $W_T = 93700.01 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\begin{cases} A = 0.3 \\ R = 4 \\ Q = 1.2 \\ D_x = D_y = 1.18 \\ W_T = 93700.01 \text{ kN} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.3 \times 1.18 \times 1.2}{4} \times 93700.01 = 9950.9 \text{ kN}$$

Sens Y-Y :

$$\Rightarrow V_y = \frac{0.3 \times 0.59 \times 1.2}{4} \times 93700.01 = 9950.9 \text{ kN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$$V_x = 8575.59 \text{ kN}$$

$$V_y = 8137.27 \text{ kN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{x_{\text{dyn}}} = 8575.59 \text{ kN} > 80\% V_x = 7960.7 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

$$V_{y_{\text{dyn}}} = 8173.27 \text{ kN} > 80\% V_y = 7960.7 \text{ kN. Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant a la base est vérifié.

2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA) :

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 24.3 = 1.215 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 29.7 = 1.485 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Tableau IV-1 : Comparaison des excentricités

niveaux	centre de masse		centre de torsion		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
SS SOL	14.238	12.44	14.669	12.938	-0.431	-0.498	1.215	1.485
RDC	14.705	12.83	14.793	13.089	-0.088	-0.259	1.215	1.485
ETAGE01	14.681	12.793	14.929	13.125	-0.248	-0.332	1.215	1.485
ETAGE02	14.68	12.798	15.044	13.132	-0.364	-0.334	1.215	1.485
ETAGE03	14.977	12.849	15.141	13.132	-0.164	-0.283	1.215	1.485
ETAGE04	14.98	12.856	15.225	13.133	-0.245	-0.277	1.215	1.485
ETAGE05	14.98	12.869	15.298	13.138	-0.318	-0.269	1.215	1.485
ETAGE06	15.053	12.849	15.362	13.147	-0.309	-0.298	1.215	1.485
ETAGE07	15.055	12.855	15.42	13.158	-0.365	-0.303	1.215	1.485
ETAGE08	15.086	12.861	15.473	13.171	-0.387	-0.31	1.215	1.485
ETAGE09	14.989	12.912	15.523	13.184	-0.534	-0.272	1.215	1.485
ETAGE10	14.983	12.923	15.573	13.198	-0.59	-0.275	1.215	1.485
ETAGE11	15.558	12.647	15.626	13.212	-0.068	-0.565	1.215	1.485
ETAGE12	15.647	12.341	15.684	13.227	-0.037	-0.886	1.215	1.485
ETAGE13	20.013	15.445	15.742	13.25	4.271	2.195	1.215	1.485
TERRASSE	20.106	15.182	15.821	13.297	4.285	1.885	1.215	1.485
TERRASSE-1	21.517	12.214	16.682	13.406	4.835	-1.192	1.215	1.485

Remarque

L'effet de la torsion n'est pas vérifié dans le 13^{ème} et le 14^{ème} étage, donc nous avons introduit les valeurs de l'excentricité théorique dans l'étabs.

3) Vérification de la participation de la masse modale :

Le nombre minimal de mode est de : $k \geq \sqrt{\frac{3}{15}} = 11.61$ donc : $k = 12$ modes

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

La valeur de la participation massique a atteint 90% dans le mode 8.

Tableau IV-2 : Masse participante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.020667	2.5743	50.2374	2.5743	50.2374	15.7569	15.7569
2	0.943947	62.135	2.2415	64.7093	52.4789	0.69	16.4469
3	0.889969	0.0034	17.1547	64.7127	69.6336	48.1159	64.5628
4	0.301529	0.1802	12.8868	64.8929	82.5205	1.482	66.0448
5	0.246895	15.5204	0.0023	80.4133	82.5227	2.6697	68.7146
6	0.235753	2.4555	1.7156	82.8689	84.2384	13.5031	82.2177
7	0.14705	0.2663	5.0552	83.1352	89.2935	0.5291	82.7468
8	0.111086	6.3234	0.412	89.4586	89.7056	0.0131	82.76
9	0.107837	0.159	0.5678	89.6177	90.2733	6.2172	88.9771
10	0.088484	0.2572	2.622	89.8749	92.8953	0.5344	89.5116
11	0.069037	2.0615	0.5429	91.9364	93.4383	0.9189	90.4305
12	0.063757	1.5695	0.1861	93.5059	93.6244	1.9977	92.4282

4) Vérification des déplacements :

Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 du RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure est calculé comme suit :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{e_k}$ et : $\delta_{e_k} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

δ_{e_k} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement global de la structure.

- Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- Justification vis-à-vis des déformations :
D'après le RPA Art5.10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3 du RPA, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. $\Delta_k \leq 0.01 h_e$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

Sens X-X :

Tableau IV-3 : Déplacement horizontal suivant X-X

Story	UX	Δk (m)	0.01xh	obs
TERRASSE-1	0.0463	0.0029	0.0323	observé
TERRASSE	0.0434	0.0032	0.0323	observé
ETAGE13	0.0402	0.0038	0.0323	observé
ETAGE12	0.0364	0.0035	0.0323	observé
ETAGE11	0.0329	0.0035	0.0323	observé
ETAGE10	0.0294	0.0033	0.0323	observé
ETAGE09	0.0261	0.0032	0.0323	observé
ETAGE08	0.0229	0.0033	0.0323	observé
ETAGE07	0.0196	0.0032	0.0323	observé
ETAGE06	0.0164	0.003	0.0323	observé
ETAGE05	0.0134	0.0029	0.0323	observé
ETAGE04	0.0105	0.0027	0.0323	observé
ETAGE03	0.0078	0.0023	0.0323	observé
ETAGE02	0.0055	0.0021	0.0323	observé
ETAGE01	0.0034	0.0016	0.0323	observé
RDC	0.0018	0.0012	0.0323	observé
SS SOL	0.0006	0.0006	0.0374	observé

Nous devons vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\sigma_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec :

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.0420 \text{ m} \leq f = \frac{52.19}{500} = 0.104 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

Tableau IV-4 : Déplacement horizontal suivant Y-Y

Story	UY	Δ_k (m)	0.01xh	obs
TERRASSE-1	0.0082	0.0017	0.0323	observé
TERRASSE	0.0065	0.0005	0.0323	observé
ETAGE13	0.006	0.0031	0.0323	observé
ETAGE12	0.0029	0.0002	0.0323	observé
ETAGE11	0.0027	0	0.0323	observé
ETAGE10	0.0027	0.0002	0.0323	observé
ETAGE09	0.0025	0.0003	0.0323	observé
ETAGE08	0.0022	0.0002	0.0323	observé
ETAGE07	0.002	0.0003	0.0323	observé
ETAGE06	0.0017	0.0002	0.0323	observé
ETAGE05	0.0015	0.0003	0.0323	observé
ETAGE04	0.0012	0.0003	0.0323	observé
ETAGE03	0.0009	0.0002	0.0323	observé
ETAGE02	0.0007	0.0002	0.0323	observé
ETAGE01	0.0005	0.0003	0.0323	observé
RDC	0.0002	0.0001	0.0323	observé
SS SOL	0.0001	0.0001	0.0323	observé

Vérification de la flèche :

$$\Rightarrow \sigma_{\max} = 0.0068 \text{ m} \leq f = \frac{52.19}{500} = 0.104 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

h_k : hauteur de l'étage k

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (effet P- Δ) :

Tableau IV-5 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveaux	P (kN)	hk	sens xx			sens yy		
			Δk (m)	Vk	θ_x	Δk	Vk	θ_x
TERRASSE	4150.88	3.23	0.0032	1024.76	0.00296729	0.0025	842.08	0.0028211
ETAGE13	7141.44	3.23	0.0038	1584.6	0.00222031	0.0045	1348.11	0.00309056
ETAGE12	12320.97	3.23	0.0035	2277.25	0.00246459	0.0027	2018.84	0.00214462
ETAGE11	18272.16	3.23	0.0035	2994.89	0.00215322	0.0028	2717.19	0.00189863
ETAGE10	24401.12	3.23	0.0033	3645.25	0.00171779	0.003	3359.98	0.00169422
ETAGE09	30624.93	3.23	0.0032	4208.49	0.00146513	0.0031	3928.65	0.00152045
ETAGE08	36992.58	3.23	0.0033	4711.17	0.0013809	0.0033	4437.87	0.00146594
ETAGE07	43474.27	3.23	0.0032	5177.3	0.00124032	0.0033	4903.23	0.00135057
ETAGE06	49992.11	3.23	0.003	5619.43	0.00107728	0.0033	5340.94	0.0012468
ETAGE05	56537.09	3.23	0.0029	6023.9	0.0009755	0.0034	5744.49	0.00119931
ETAGE04	63082.08	3.23	0.00272	6381.37	0.0008637	0.0032	6100.22	0.00106295
ETAGE03	69818.08	3.23	0.00228	6704.18	0.00070923	0.003	6411.31	0.00097583
ETAGE02	76417.78	3.23	0.0021	7003.36	0.00061268	0.0028	6683.65	0.00085598
ETAGE01	83143.64	3.23	0.0016	7276.1	0.0004579	0.0023	6920.96	0.000692
RDC	89801.28	3.23	0.0012	7476.9	0.00033081	0.0017	7088.36	0.00049433
SS SOL	97233.75	3.74	0.0006	7575.04	0.00015741	0.0008	7163.69	0.00022193

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2^{ème} ordre (l'effet P- Δ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.B - Ferraillage des poutres :

Poutre principale et poutre secondaire :

Les poutres sont des éléments sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- Accidentelles ($G+Q+E$ et $0.8G+E$) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications a l'ELU et a l'ELS

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

V.B.1Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales: (Art7.5.2.1)

☀ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75\text{cm}^2$

☀ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ;et de 6% en zone de recouvrement.

- ♣ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

- ♣ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81\text{cm}^2$.

☀ La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ (Zone III).

☀ L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :(Art7.5.2.2)

- ☀ La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ☀ L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

- \emptyset : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

■ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $\frac{1}{5}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}A$: De la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

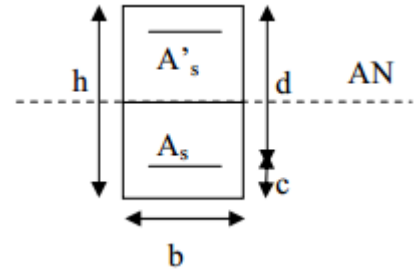
V.B.2 Ferrailage des poutres a l'ELU :

■ Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées



Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

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

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

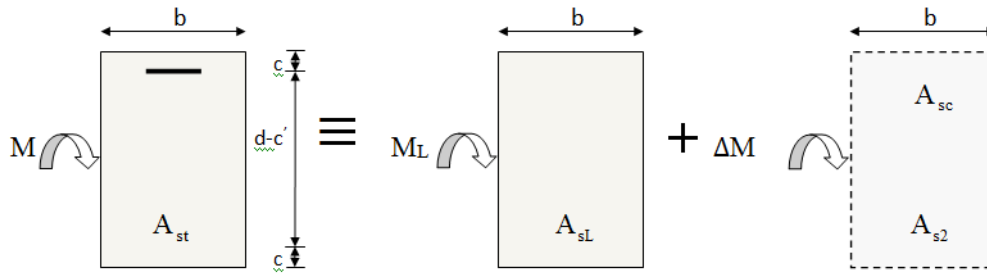
➤ **1er cas** : si $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

■ Calcul des armatures longitudinales et les appuis :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs et le chemin ci-dessus illustre les démarches.

1. Etude des poutres principales:

- Ferrailage des poutres principales non adhérents aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	137.737	0.175	S.S.A	10.19	6.75	12.05	6HA16
Appuis	225.193	0.286	S.S.A	18.05	6.75	18.08	6HA16+3HA16

Ferrailage des poutres principales (30X45) loin des voiles

- Ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Travée	199.642	0.253	S.S.A	15.67	6.75	16.07	8HA16
Appuis	261.259	0.332	S.S.A	21.44	6.75	22.11	11HA16

Ferrailage des poutres principales (30X45) adhérent aux voiles

2. Etude des poutres secondaires:

- Ferrailage des poutres secondaires non adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	195.266	0.248	S.S.A	15.26	6.75	16.07	8HA16
Travée	166.535	0.211	S.S.A	11.59	6.75	12.05	6HA16

Ferrailage des poutres secondaires (30X 45) loin des voiles

- Ferrailage des poutres secondaires adhéres aux voiles :

Nature	M (kN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
Appuis	256.91	0.326	S.S.A	21.39	6	22.24	8HA16+4HA14
Travée	186.469	0.237	S.S.A	14.44	6	15.13	6HA16+2HA14

Ferrailage des poutres secondaires (30X 45) adhérent aux voiles

V.B.3 Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

a) *Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :*

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

- Pour les poutres transversales (30 × 45) : $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.
- Pour les poutres longitudinales (30 × 45) : $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

$A_{\text{adop}} > A_{\min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) *Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états Ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » ;

prise conventionnellement égale à : $\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

Poutres principales (30x45) :

$$\tau_u = \frac{210.17}{30 \times 43} = 1.63 \text{ MPa}$$

Poutres secondaire (30x45) :

$$\tau_u = \frac{176.6}{30 \times 43} = 1.37 \text{ MPa}$$

◆ *Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :*

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 1.63 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\tau_u = 1.37 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

◆ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):**

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 210.17 \text{ KN} < \bar{T}_u = 774 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 176.6 \text{ KN} < \bar{T}_u = 774 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :
(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 210.17 - \frac{214.834}{0.9 \times 0.43} = -344.9 < 0$

- Poutres secondaires : $T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 176.6 - \frac{171.885}{0.9 \times 0.43} = -267.55 < 0$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

U_i : est le périmètre des aciers.

- Poutres principales: $\tau_{se} = 1.2 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée
- Poutres secondaires : $\tau_{se} = 1.1 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

d) Ancrage des aciers :

• Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

• Calcul de la longueur de scellement des barres:

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 16$: $l_a = 22.58 \text{ cm}$.

e) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12.8\text{mm}, 1.2\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01\text{cm}^2$.

• Calcul des espacements :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 1.4; 30\right\}$$

$$S_t = \min(11.25\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30) = \mathbf{11.25\text{cm}}$$

Pour les poutres principales : $S_t = 8\text{cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 8\text{cm}$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}.$$

Pour les poutres principales $S_t = 15\text{cm}$
 Pour les poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

- Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{he}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

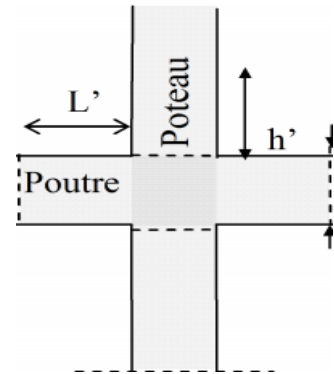


Figure V-B-1 : Zone nodale

Les poutres :

- ✓ Poutres principales: $L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$.
- ✓ Poutres secondaires: $L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

- Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

- Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.B.4 Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est :

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

- Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'**ELS** sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	(MPa)	Observation
Travée	93.334	12.05	0.93	0.864	21.76	208.48	9.58	Observée
Appuis	152.041	18.08	1.4	0.842	16.65	232.26	13.95	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travée	54.288	16.07	1.29	0.847	17.68	89.36	5.05	Observée
Appuis	161.659	22.11	1.67	0.833	14.94	210.21	14.07	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	86.975	16.07	1.18	0.852	18.78	155.47	8.28	Observée
Travée	66.986	12.05	1.18	0.852	18.78	119.74	6.38	Observée

- Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Appuis	130.878	22.24	1.73	0.831	14.59	164.69	11.29	Observée
Travée	32.849	15.13	1.18	0.852	18.78	59.26	3.16	Observée

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

◆ Vérification de la flèche : (*Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99*).

Sens de la poutre principale :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.6.0 est $f = 0.002 \text{ cm}$

$$f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = 1.02 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sens de la poutre secondaire :

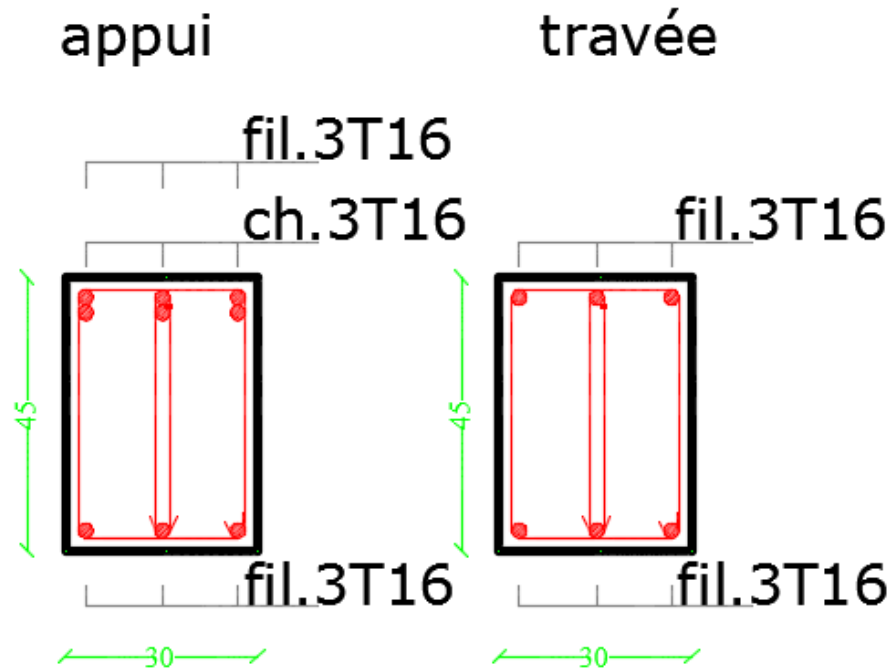
$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABS V9.6.0 est $f = 0.023 \text{ cm}$

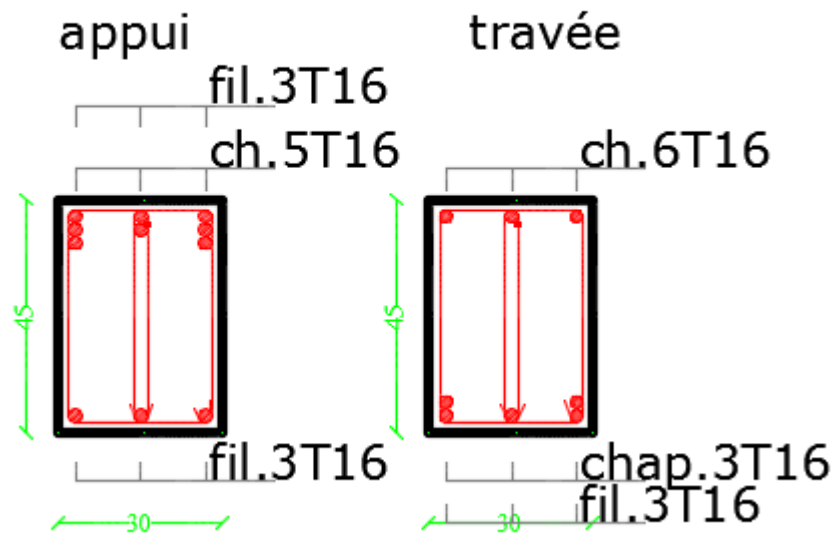
$$f = 0.023 \text{ cm} < \bar{f} = 1.02 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Figures du ferraillage des poutres

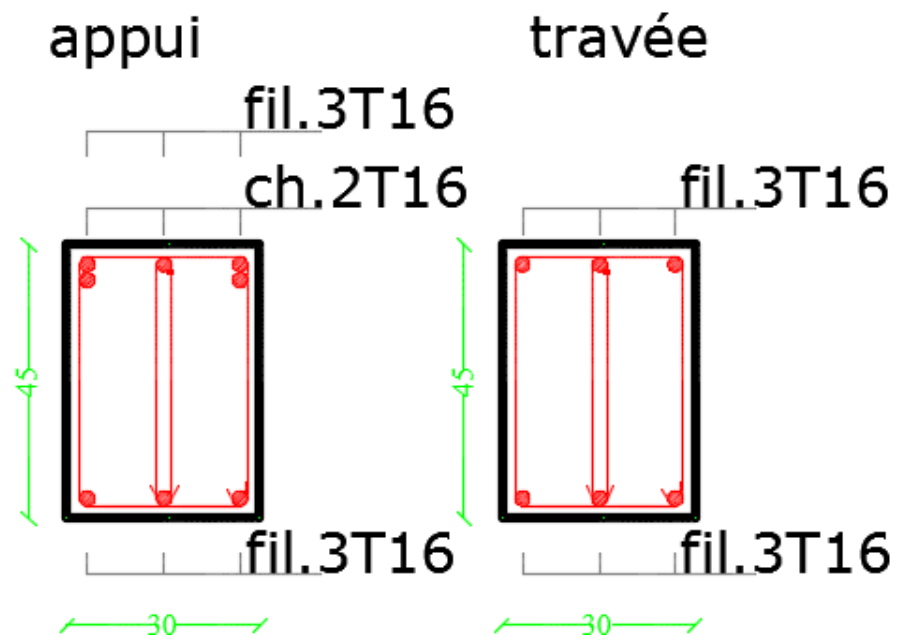
poutre principale non adhérent aux voiles



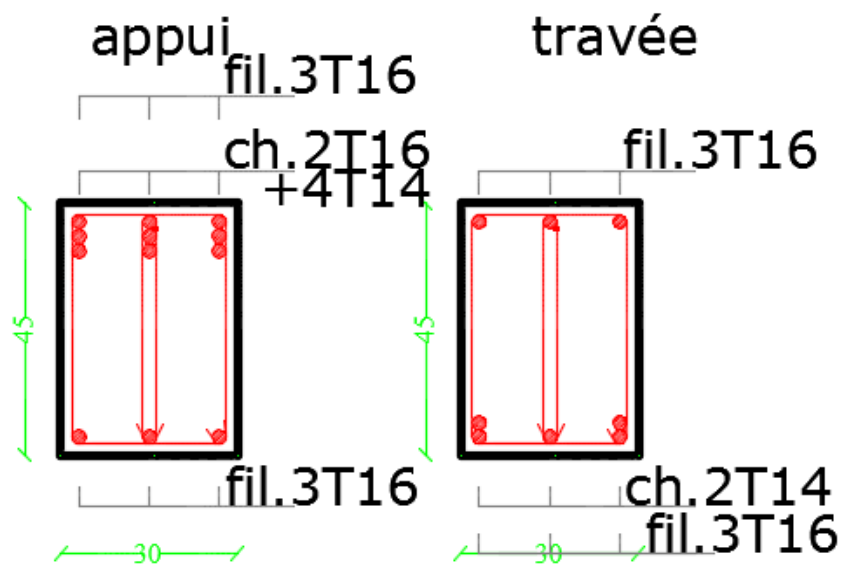
poutre principale adhérent aux voiles



poutre secondaire adhérent aux voiles



poutre secondaire non adhérent aux voiles



Ferrailage du gousset a l'ELU :

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

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

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$\gamma_b = 1.5$ (situation durable)

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 67.5 \text{ cm}$

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

❖ Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{140.397 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.65)^2 \times 14.2} = 0.078$$

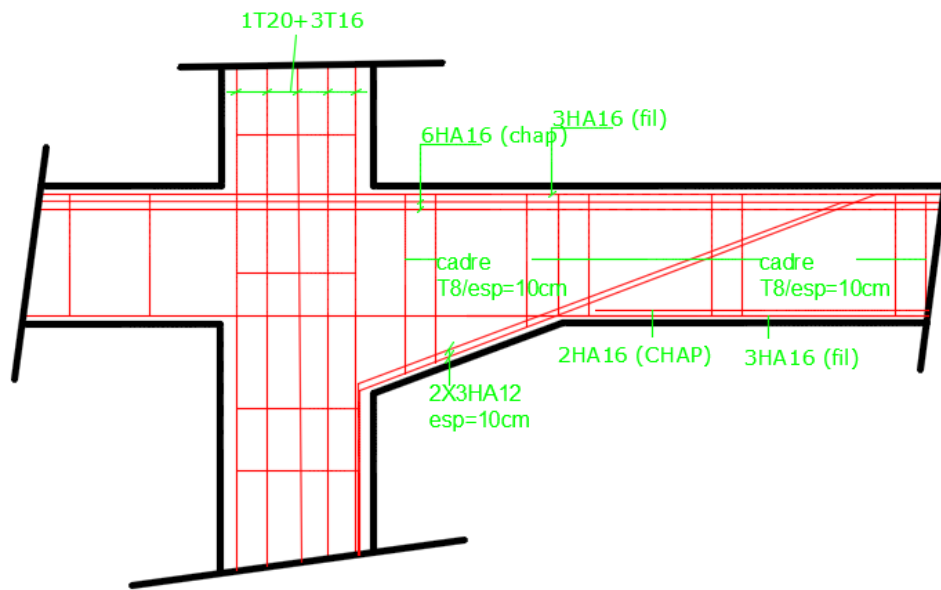
$\mu = 0.078 < 0.392$ S.S.A

$\beta = 0.959$

$$A_s = \frac{140.397 \times 10^{-3}}{0.959 \times 0.65 \times 348} = 6.47 \text{ cm}^2$$

Soit une section $A_s = 6\text{HA}12 = 6.77 \text{ cm}^2$

Figures du ferrailage du gousset



V.C FERRAILLAGE DES VOILES :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. C'est pour cela que le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :


- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend cinq types de voiles, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : S-Sol
- Zone II : RDC, 1^{er} étage.
- Zone III: 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone IV : 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone V : 6^{ème} et 7^{ème} étage.
- Zone VI : 8^{ème} étage.
- Zone VII : 9^{ème} au 14^{ème} étage.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

 BAEL .91/modif 99 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

 RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

V.C.1 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

❖ Exposé de la méthode des bandes:

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile $B = e \times L$.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Note :

Le ferrailage des voiles se fera comme celui des poteaux, par zone, il se fera en fonction de l'épaisseur des voiles et de la section des raidisseurs de ces voiles car il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

❖ Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

- $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$
- L_t : longueur tendue = $L - L_c$

L_c : longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur d'étage.

L_t : longueur de la zone tendue.

Remarque:

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

1/ détermination des armatures :

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée(SEC).
- Section partiellement comprimée(SPC).
- Section entièrement tendue(SET).

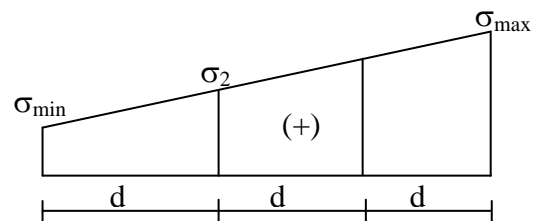
a)- Armatures verticales :

- **1^{er} cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s (2\%)}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14,2 MP_a$$

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de 2⁰/₀

$$\Rightarrow \sigma_s = 400 MP_a.$$

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

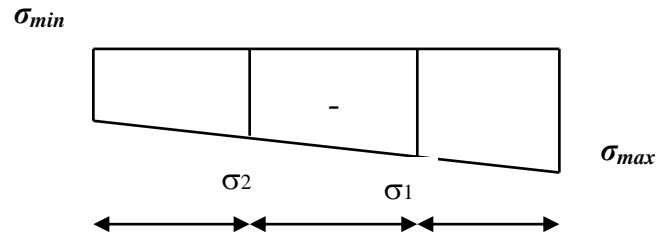
$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ **2^{er} cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s(2\%0)}}$$

Avec : $\sigma_{s(2\%0)} = 400 \text{ MPa}$.



Armatures minimales : (BAEL 91)

- D'après le BAEL 91(A 4.2,1) : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm²)
- D'après le RPA 99 art 7.7.4.1 : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

Donc : $A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$

➤ **3^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

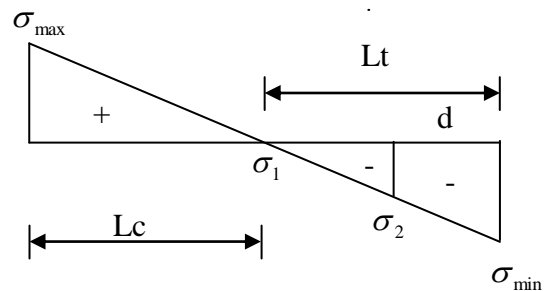
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$



La section d'armatureur est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$.

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91(A 4.2,1) : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm^2)
- D'après le RPA 99 art 7.7.4.1 : $A_{\min} = 0,2\% B$ (cm^2)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max\left(\frac{0,23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B\right)$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

b)- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

❖ D'après le RPA 99 version 2003 :

$$A_H \geq 0,15\% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10\% B \quad \text{En zone courante.}$$

❖ D'après le BAEL91modifiée99 :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

c)- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Et :

V_u : 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 aux moments de renversement.

d)- Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/Version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

e)- Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4 HA10 (RPA 99)**.

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

f)- Dispositions constructives :

- Espacement constructive : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

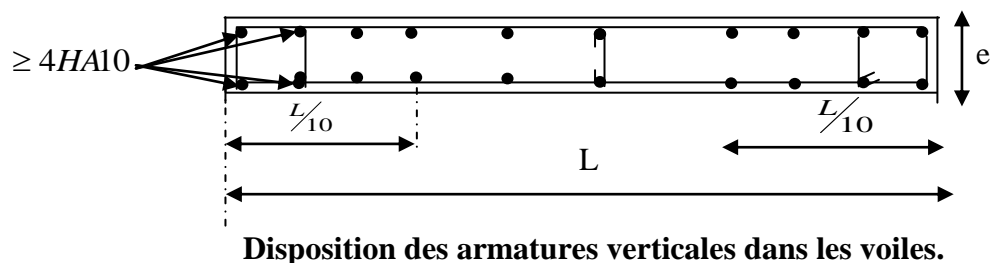
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement 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 : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 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 l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

2/Vérifications :

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q \text{ (effort normal maximal de service)}$$

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le RPA 99/Ver 2003 : (Art : 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

$d = 0,9 h$: hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

➤ Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa} \text{ (avec : } \gamma_b = 1.15).$$

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1 de la zone I :

$$B = 1.0875 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 7855.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9787.6 \text{ N/m}^2$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \quad L_c = \frac{9787.6}{7855.5 + 9787.6} \times 4.35 = 2.4 \text{ m}$$

$L_c = 2.4 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$$\Leftrightarrow L_t = L - L_c = 1.94 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d = L_t/2 = 0.97$$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 3927.75 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 1426.37 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma}{2} \cdot d \cdot e = 172.66 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

➤ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 35.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 4.32 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0,5 \% B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (12.71 \text{ cm}^2 ; 10.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 12.71 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontales :

D'après le **BAEL 91** :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopte}}{4} ; A_H = \frac{45.72}{4} = 11.43 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA révisé 2003** :

$$A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 15HA10 = 11.78 cm²/ml

Avec : St = 15 cm

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 630.72 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 24.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18.47 + \frac{0.42}{4} = 41.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,79 + \frac{0.42}{4} = 10.39 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage à adopter pour la 1^{ère} bande : **12 HA20+ 4HA14 soit $A_v=45.72 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **$e_p=10 \text{ cm}$**

Le ferrailage à adopter pour la 2^{ème} bande : **9 HA14 soit $A_v=13.86 \text{ cm}^2$** avec un espacement de **$e_p=15 \text{ cm}$**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{630.72 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4350} = 0,644 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

RPA 2003 :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 630.72 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 4350} = 0,902 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,902 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4556.65 \cdot 10^3}{1.0875 \cdot 10^6 + 15(41.73 \cdot 10^2)}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

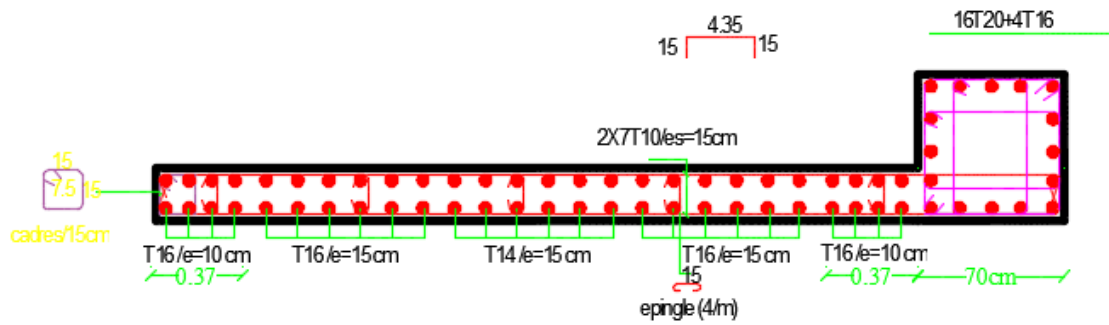


Figure de l'exemple de calcul

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivants

Calcul des contraintes :

Tableau 1. Contrainte de Nmax et son M correspondant

		e	L	B	Inertie	N	M	σ_{max}	σ_{min}
vl1 vl3 vl4 vl8	zone 1	0.2	4.35	1.0875	1.71485156	-8240.86	-1368.94	-9314.07182	-5841.53278
	zone 2	0.2	4.325	1.08125	1.68545475	-7788.42	1091.198	-5803.11612	-8603.20989
	zone 3	0.2	4.3	1.075	1.65639583	-6760.3	-739.316	-7248.28253	-5329.01979
	zone 4	0.2	4.275	1.06875	1.62767285	-5555.67	-470.678	-5816.39364	-4580.1818
	zone 5	0.2	4.25	1.0625	1.59928385	-4314.85	-276.186	-4428.00908	-3694.06151
	zone 6	0.2	4.225	1.05625	1.57122689	-3130.54	-147.732	-3162.44916	-2765.20055
	zone 7	0.	4.2	1.05	1.5435	-2582.32	-106.308	-2603.98912	-2314.71565
vl2 vl6 vl7 vl9	zone 1	0.2	6.1	1.525	4.72877083	10990.06	-834.78	-7745.01973	-6668.17372
	zone 2	0.2	6.05	1.5125	4.6134401	10030.61	-566.841	-7003.48189	-6260.13464
	zone 3	0.2	6	1.5	4.5	-8027.07	1114.844	-6094.60933	-4608.15067
	zone 4	0.2	5.95	1.4875	4.3884349	-6319.82	640.551	-3814.37729	-4682.85969
	zone 5	0.2	5.9	1.475	4.27872917	-4823.95	93.211	-3206.20959	-3334.73956
	zone	0.2	5.85	1.4625	4.17086719	-3564.45	527.958	-2066.97751	-2807.48402

	6								
	Zone7	0.2	5.8	1.45	4.06483333	-3030.71	335.272	-1850.94958	-2329.34007
vl5	zone 1	0.2	2.75	0.6875	0.43326823	-4919.26	1194.352	-10945.6275	-3364.94704
	zone 2	0.2	2.725	0.68125	0.42155892	-4358.94	-888.357	-9269.65932	-3527.22875
	zone 3	0.2	2.7	0.675	0.4100625	-3380.24	-774.496	-7557.54403	-2457.98189
	zone 4	0.2	2.675	0.66875	0.39877702	-2569.01	-668.878	-6084.93025	-1598.09031
	zone 5	0.2	2.65	0.6625	0.38770052	-1901.24	-563.978	-4797.23973	-942.352723
	zone 6	0.2	2.625	0.65625	0.37683105	-1355.87	-461.912	-3674.92397	-457.251265
	zone 7	0.2	2.6	0.65	0.36616667	-1122.11	-424.012	-3231.69112	-220.95503
vt1	zone 1	0.2	3.35	0.8375	0.78323698	-3997.34	-326.539	-5471.26683	-4074.61974
	zone 2	0.2	3.325	0.83125	0.76583236	-3730.93	-314.554	-5171.18345	-3805.49024
	zone 3	0.2	3.3	0.825	0.7486875	-3113.54	-331.455	-4504.46722	-3043.50854
	zone 4	0.2	3.275	0.81875	0.73180046	-2502.79	-325.408	-3784.98605	-2328.69945
	zone 5	0.2	3.25	0.8125	0.71516927	-1891.13	-312.644	-3037.93098	-1617.15825
	zone 6	0.2	3.225	0.80625	0.69879199	-1306.53	-272.788	-2249.97527	-991.029385
	zone 7	0.2	3.2	0.8	0.68266667	-1040.27	-239.552	-1861.7875	-738.8875
vt2	zone 1	0.2	3.85	0.9625	1.18888802	-10839.4	5711.369	-2014.09371	-20509.3349
	zone 2	0.2	3.825	0.95625	1.16587793	-9795.04	-4585.48	-17765.1763	-2721.1819
	zone 3	0.2	3.8	0.95	1.14316667	-7371.82	3479.041	-13542.1501	-1977.47091
	zone 4	0.2	3.775	0.94375	1.12075228	-5311.06	2637.856	-10070.1232	-1185.10325
	zone 5	0.2	3.75	0.9375	1.09863281	-4283.79	30.955	-4516.54613	-4622.20587
	zone 6	0.2	3.725	0.93125	1.07680632	-3376.87	53.826	-3533.06889	-3719.26937
	zone 7	0.2	3.7	0.925	1.05527083	-2925.5	63.364	-3051.61899	-3273.78641
vt9	zone	0.2	3.45	0.8625	0.85549219	-8014.55	903.951	-7469.52035	-11114.9434

1									
zone 2	0.2	3.425	0.85625	0.83702897	-7431.08	967.35	-6699.50629	-10657.7609	
zone 3	0.2	3.4	0.85	0.81883333	-6365.7	1013.253	-5385.41938	-9592.69827	
zone 4	0.2	3.375	0.84375	0.80090332	-5318.74	1039.65	-4113.15358	-8494.23012	
zone 5	0.2	3.35	0.8375	0.78323698	-4288.19	869.772	-3260.16645	-6980.28728	
zone 6	0.2	3.325	0.83125	0.76583236	-3274.7	639.765	-2550.66086	-5328.31658	
zone 7	0.2	3.3	0.825	0.7486875	-2778.74	516.857	-2229.09091	-4507.24848	

Tableau 2 : contrainte de N min et son M correspondant

		e	L	B	Inertie	N	M	σ_{max}	σ_{min}
v11 v13 v14 v18	zone I	0.2	4.35	1.09	1.72	1061.82	941.032	2169.9266	- 217.154182
	zone II	0.2	4.325	1.08	1.69	877.96	1545.007	2794.28653	- 1170.31428
	zone III	0.2	4.3	1.08	1.66	725.4	1258.251	2307.99913	- 958.417739
	zone IV	0.2	4.275	1.07	1.63	434.18	1016.835	1741.58301	- 929.082425
	zone V	0.2	4.25	1.06	1.6	141.16	747.839	1126.5249	- 860.811958
	zone VI	0.2	4.225	1.06	1.57	-75.91	507.237	610.107993	- 753.842905
	zone VII	0.2	4.2	1.05	1.54	-142.71	412.449	425.240816	- 697.069388
v12 v16 v17 v19	zone I	0.2	6.1	1.53	4.73	3453.29	1271.13	3084.31594	1444.58898
	zone II	0.2	6.05	1.51	4.6	2874.46	1029.597	2575.56888	1225.36996
	zone III	0.2	6	1.5	4.5	1583.6	1583.101	2111.134	0.33266667
	zone IV	0.2	5.95	1.49	4.39	542.5	1693.945	1513.06207	- 783.650307
	zone V	0.2	5.9	1.48	4.28	-126.25	1631.31	1039.12496	-1210.3114
	zone VI	0.2	5.85	1.46	4.17	-483.61	1443.348	681.536358	- 1342.88337
	zone VII	0.2	5.8	1.45	4.06	-568.36	1321.186	550.60975	- 1334.55458
v15	Zone I	0.2	2.75	0.69	0.43	1983.71	192.244	3495.49302	2275.2997
	zone II	0.2	2.725	0.68	0.42	1488.1	909.221	5123.01577	- 754.281828
	zone III	0.2	2.7	0.68	0.41	865.15	771.522	3821.69383	- 1258.28642
	zone IV	0.2	2.675	0.67	0.4	450.91	667.776	2913.9818	- 1565.46591
	zone V	0.2	2.65	0.66	0.39	203.95	540.294	2154.35044	- 1538.65233
	zone VI	0.2	2.625	0.66	0.38	117.87	427.097	1667.18737	- 1307.96452
	zone VII	0.2	2.6	0.65	0.37	108.85	382.037	1523.80592	- 1188.88284
vt1	zone I	0.2	3.35	0.84	0.78	1409.35	339.033	2407.8487	957.763243

	zone II	0.2	3.325	0.83	0.77	1257.13	315.981	2198.28124	826.392447
	zone III	0.2	3.3	0.83	0.75	925.32	299.957	1782.66226	460.537741
	zone IV	0.2	3.275	0.82	0.73	630.14	312.255	1468.34837	70.9249111
	zone V	0.2	3.25	0.82	0.71	370.5	299.466	1136.44346	- 224.443456
	zone VI	0.2	3.225	0.81	0.69	169.86	256.098	801.63894	-380.2808
	zone VII	0.2	3.2	0.8	0.68	93.19	235.922	669.429688	- 436.454688
vt2 vt3 vt4 vt5 vt6 vt7 vt8	zone I	0.2	3.85	0.96	1.18	3551.7	5398.796	12431.5928	- 5051.43694
	zone II	0.2	3.825	0.96	1.16	3152.39	4384.02	10488.1403	- 3894.90627
	zone III	0.2	3.8	0.95	1.14	1692.94	3262.45	7204.39668	- 3640.31247
	zone IV	0.2	3.775	0.94	1.12	529.99	2554.54	4863.77327	- 3740.61566
	zone V	0.2	3.75	0.94	1.1	170.27	1102.503	2063.22645	- 1699.98379
	zone VI	0.2	3.725	0.93	1.08	54.22	773.306	1395.77295	- 1279.32731
	zone VII	0.2	3.7	0.93	1.06	8.21	638.831	1128.81315	-1111.0618
vt9	zone I	0.2	3.45	0.86	0.86	- 2293.55	7345.485	12152.1235	- 17470.5003
	zone II	0.2	3.425	0.86	0.84	- 1845.26	5089.9	8258.51461	-12568.611
	zone III	0.2	3.4	0.85	0.82	- 1523.19	3318.45	5097.52734	- 8681.50381
	zone IV	0.2	3.375	0.84	0.81	- 1260.86	2201.54	3144.28313	- 6132.98831
	zone V	0.2	3.35	0.84	0.78	-1026.5	1610.544	2218.57483	- 4669.91811
	zone VI	0.2	3.325	0.83	0.77	-911.17	1440.761	2031.51816	- 4223.80689
	zone VII	0.2	3.3	0.83	0.75	-795.09	1302.503	1906.78457	- 3834.27548

Tableau3 : contrainte de M max et son N correspondant :

		e	L	B	Inertie	N	M	σ_{max}	σ_{min}
vl1 vl3 vl4 vl8	zone I	0.2	4.35	1.0875	1.71485156	- 1050.57	6955.213	7855.47333	-9787.55608
	zone II	0.2	4.325	1.08125	1.68545475	-855.29	5262.448	5960.89331	-7542.93262
	zone III	0.2	4.3	1.075	1.65639583	- 3019.12	3853.617	2193.50698	-7810.47442
	zone IV	0.2	4.275	1.06875	1.62767285	- 2603.14	2894.43	1365.35008	-6236.72318
	zone V	0.2	4.25	1.0625	1.59928385	- 2124.71	2133.16	834.644706	-4834.09882
	zone VI	0.2	4.225	1.05625	1.57122689	- 1532.51	-1555.413	- 3542.13542	640.341333
	zone VII	0.2	4.2	1.05	1.5435	- 1218.91	-1335.334	- 2977.64762	655.914286
vl2 vl6 vl7 vl9	zone I	0.2	6.1	1.525	4.72877083	-4553.3	22756.87	11692.1354	-17663.6764
	zone II	0.2	6.05	1.5125	4.6134401	- 4161.29	18825.861	9592.7176	-15095.2498
	zone III	0.2	6	1.5	4.5	- 3515.51	12501.557	5990.698	-10678.0447
	zone IV	0.2	5.95	1.4875	4.3884349	- 2934.97	8286.742	3644.64436	-7590.82251
	zone V	0.2	5.9	1.475	4.27872917	-2390.2	5306.267	2037.96863	-5278.91778
	zone VI	0.2	5.85	1.4625	4.17086719	- 1859.79	3307.707	1048.02051	-3591.32308
	zone VII	0.2	5.8	1.45	4.06483333	- 1479.41	2582.265	821.999049	-2862.56457
vl5	zone I	0.2	2.75	0.6875	0.43326823	1349.45	1243.805	5910.11835	-1984.44562
	zone II	0.2	2.725	0.68125	0.42155892	916.04	911.754	4291.48146	-1602.18971
	zone III	0.2	2.7	0.675	0.4100625	- 3380.24	-744.496	-7458.7786	-2556.74733
	zone IV	0.2	2.675	0.66875	0.39877702	- 2569.01	-668.876	- 6084.92354	-1598.09702
	zone V	0.2	2.65	0.6625	0.38770052	- 1901.24	-563.978	- 4797.23973	-942.352723
	zone VI	0.2	2.625	0.65625	0.37683105	- 1355.87	-461.502	- 3673.49595	-458.679293
	zone VII	0.2	2.6	0.65	0.36616667	- 1122.11	-424.012	- 3231.69112	-220.95503

vt1	zone I	0.2	3.35	0.8375	0.78323698	-226.1	2515.274	5109.09655	-5649.03685		
	zone II	0.2	3.325	0.83125	0.76583236	-762.89	1647.547	2658.79957	-4494.32438		
	zone III	0.2	3.3	0.825	0.7486875	-	1523.61	-1045.301	-	4150.49366	456.893664
	zone IV	0.2	3.275	0.81875	0.73180046	-	1060.14	-727.216	-	2922.06916	332.414195
	zone V	0.2	3.25	0.8125	0.71516927	-1014.6	-484.433	-	2349.46196	-148.014959	
	zone VI	0.2	3.225	0.80625	0.69879199	-	1089.47	-238.112	-	1900.73683	-801.82441
	zone VII	0.2	3.2	0.8	0.68266667	-800.75	-273.526	-	1642.01406	-359.860938	
vt2 vt3 vt4 vt5 vt6 vt7 vt8	zone I	0.2	3.85	0.9625	1.18888802	-	3756.94	6017.955	5840.7181	-13647.3467	
	zone II	0.2	3.825	0.95625	1.16587793	-	9795.04	-4585.48	-	17765.1763	-2721.1819
	zone III	0.2	3.8	0.95	1.14316667	-	7371.82	-3479.04	-	13542.1485	-1977.47258
	zone IV	0.2	3.775	0.94375	1.12075228	-	5311.06	-2637.9	-	10070.1973	-1185.02915
	zone V	0.2	3.75	0.9375	1.09863281	-	3742.73	-1913.702	-	7258.29675	-726.19392
	zone VI	0.2	3.725	0.93125	1.07680632	-2651	-1383.09	-	5238.97554	-454.447277	
	zone VII	0.2	3.7	0.925	1.05527083	-	2251.92	-1170.27	-	4486.11366	-382.902557
vt9	zone I	0.2	3.45	0.8625	0.85549219	-	5536.11	9355.794	12446.1868	-25283.5433	
	zone II	0.2	3.425	0.85625	0.83702897	-	3948.44	8695.065	13178.1497	-22400.7832	
	zone III	0.2	3.4	0.85	0.81883333	-	3315.21	7545.47	11765.0886	-19565.5827	
	zone IV	0.2	3.375	0.84375	0.80090332	-	2753.15	5469.927	8262.12109	-14788.1063	
	zone V	0.2	3.35	0.8375	0.78323698	-2231.2	4909.475	7835.092	-	-13163.3308	
	zone VI	0.2	3.325	0.83125	0.76583236	-	1728.25	3241.005	4956.60761	-9114.8031	
	zone VII	0.2	3.3	0.825	0.7486875	-	1479.41	2582.295	3897.78402	-7484.23251	

Tableau 4 : Ferrailage des voiles longitudinaux :

Voile 1.3.4.8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	Zone IV	Zone IIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.35	4.325	4.3	4.275	4.25	4.225	4.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.87	0.865	0.86	0.855	0.85	0.845	0.84	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7855.5	5960.9	2190.5	1365.4	834.7	-3542.1	-2977.7	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9787.6	-7542.9	-7810.5	-6236.7	-4834.1	640.34	655.91	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	630.72	518.87	639.29	608.89	560.13	633.98	586.02	
	L ₁ (m)	1.94	1.91	0.94	0.77	0.63	0.65	0.76	
	L _c (m)	2.41	2.42	3.36	3.51	3.62	3.58	3.44	
	d1 (m)	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40	
	d (m)	0.97	0.95	0.47	0.38	0.31	0.32	0.38	
	σ_1 [KN/m ²]	3927.75	2980.45	1095.25	682.70	417.35	320.17	327.96	
	N (kN)	N ₁	1426.37	1066.90	193.41	98.29	48.97	38.83	46.62
		N ₂	172.66	127.31	11.38	4.72	1.92	1.57	2.21
	A _v (cm ²)	A _{v1}	35.66	26.67	4.84	2.46	1.22	0.97	1.17
		A _{v2}	4.32	3.18	0.28	0.12	0.05	0.04	0.06
	A _{vi} (cm ²)		24.28	19.98	24.61	23.44	21.57	24.41	22.56
	A _v /bande (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	39.56	31.67	10.99	8.32	6.62	7.07	6.81
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10.39	8.18	6.44	5.98	5.44	6.14	5.70
	A _{min} (cm ²)/bande		12.71	12.53	6.18	5.04	4.11	4.24	4.98
	A _{min} (cm ²)/Voiles RPA		21.75	21.63	21.50	21.38	21.25	21.13	21.00
	A _v adopté (cm ²)	Raidisseur	45.72	41.2	36.68	28.4	24.11	20.36	15.2
		BANDE 1	40.19	32.15	12.32	9.03	9.03	9.03	9.03
BANDE 2		15.4	15.4	9.03	9.03	9.03	9.03	9.03	
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	raidisseur	12HA20+4H A16	8HA16+8H A20	4HA20+12H A16	8HA14+8H A16	12HA16	4HA16+8HA 14	4HA14+8H A12
		BANDE 1	2X10HA16	2X8HA16	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
		BANDE 2	2X5HA14	2X5HA14	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
A _H /nappe (cm ²)		11.43	10.30	9.17	7.10	6.03	5.09	3.80	
AH Choix des barres/nappe (cm ²)		(S-Sol + RDC+ 1er : 15HA10=11.78 cm ² , Etages C 10HA10=7.85 cm ²)(St=30 cm)							
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²						
	contrainte	τ_u (MPa)	0.644	0.533	0.661	0.633	0.586	0.667	0.620
		τ_b (MPa)	0.902	0.746	0.925	0.886	0.820	0.934	0.868
	ELS	N _s (kN)	4556.65	4379.56	3896.05	3378.9	2802.22	2181.51	1862.35
σ_b (MPa)		3.91	3.84	3.54	3.10	2.59	2.03	1.74	

Voile 2.6.7.9

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	Zone IV	Zone II V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	6.1	6.05	6	5.95	5.9	5.85	5.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m2)	1.22	1.21	1.2	1.19	1.18	1.17	1.16	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3084.3	2575.6	2111.1	3644.6	2037.96	1048.02	821.9	
	σ_{\min} [KN/m ²]	1444.6	1225.4	0.333	-7590.8	-5278.9	-3591.3	-2862.6	
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	316.42	677.69	813.18	841.95	689.07	566.56	445.14	
	L _l (m)	6.10	6.05	6.00	1.93	1.64	1.32	1.29	
	L _c (m)	0.00	0.00	0.00	4.02	4.26	4.53	4.51	
	d1 (m)	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40	
	d (m)	2.03	2.02	2.00	0.97	0.82	0.66	0.65	
	σ_1 [KN/m ²]	2537.73	2125.53	1407.51	1822.30	1018.98	524.01	410.95	
	N (kN)	N ₁	1428.93	1185.08	879.65	659.48	313.97	129.84	99.69
		N ₂	2024.35	1689.43	703.92	219.83	104.66	43.28	33.23
	A _v (cm ²)	A _{v1}	35.72	29.63	21.99	16.49	7.85	3.25	2.49
		A _{v2}	50.61	42.24	17.60	5.50	2.62	1.08	0.83
	A _{vi} (cm ²)		12.18	26.09	31.31	32.42	26.53	21.81	17.14
	A _v /bande (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	38.77	36.15	29.82	24.59	14.48	8.70	6.78
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	53.65	48.76	25.42	13.40	9.25	6.54	5.12
	A _{min} (cm2)/bande		26.69	26.47	26.25	12.67	10.78	8.67	8.49
	A _{min} (cm ²)/Voiles RPA		30.50	30.25	30.00	29.75	29.50	29.25	29.00
	A _v adopté (cm ²)	Raidisseur	45.72	41.2	36.68	28.4	24.11	20.36	15.2
		voiles/bande	56.27	56.27	31.63	13.55	13.55	9.03	9.03
Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	Raid	12HA20 +4HA16	8HA16 +8HA20	20HA14	8HA14 +8HA16	12HA16	4HA16 +8HA14	4HA14 +8HA12
		voiles/bande	2X14HA16	2X14HA16	2X14HA12	2X6HA12	2X6HA12	2X4HA12	2X4HA12
	A _H /nappe (cm ²)		13.44	13.44	7.70	3.85	3.44	3.44	3.44
	AH Choix des barres/nappe (cm ²)		(S-Sol + RDC : 12HA12=13.55 cm2, Etages C 10HA10=7.85 cm2)(St=30 cm)						
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2						
	contrainte	τ_u (MPa)	0.231	0.498	0.602	0.629	0.519	0.430	0.341
		τ_b (MPa)	0.323	0.697	0.843	0.880	0.727	0.603	0.478
	ELS	N _s (kN)	7177.73	6633.64	5630.42	4591.86	3505.8	2596.99	2208.3
σ_b (MPa)		4.31	4.05	3.56	2.97	2.32	1.75	1.50	

Voile 5

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	Zone IV	Zone IIV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.75	2.725	2.7	2.675	2.65	2.625	2.6		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m ²)	0.55	0.545	0.54	0.535	0.53	0.525	0.52		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5910.1	5123.02	3821.7	2913.98	2154.35	1667.19	1523.81		
	σ_{min} [KN/m ²]	-1984.5	-754.3	-1258.3	-1565.47	-1538.65	-1307.96	-1188.88		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	348.52	295.55	290.02	283.4	251.81	216.81	202.72		
	L _t (m)	2.06	2.38	2.03	1.74	1.55	1.47	1.46		
	L _c (m)	0.69	0.35	0.67	0.93	1.10	1.15	1.14		
	d1 (m)	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40		
	d (m)	1.03	1.19	1.02	0.87	0.77	0.74	0.73		
	σ_1 [KN/m ²]	2955.05	2561.51	1910.85	1456.99	1077.18	833.60	761.91		
	N (kN)	N ₁	1140.68	1140.80	727.75	475.38	312.23	229.91	208.64	
		N ₂	380.23	380.27	242.58	158.46	104.08	76.64	69.55	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28.52	28.52	18.19	11.88	7.81	5.75	5.22	
		A _{v2}	9.51	9.51	6.06	3.96	2.60	1.92	1.74	
	A _{vi} (cm ²)		13.42	11.38	11.17	10.91	9.69	8.35	7.80	
	A _v /bande (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	31.87	31.36	20.99	14.61	10.23	7.83	7.17	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	12.86	12.35	8.86	6.69	5.03	4.00	3.69	
	A _{min} (cm ²)/bande		13.51	15.59	13.33	11.42	10.15	9.65	9.58	
	A _{min} (cm ²)/Voiles RPA		13.75	13.63	13.50	13.38	13.25	13.13	13.00	
	A _v adopté (cm ²)	Raidisseur	45.72	41.2	36.68	28.4	24.11	20.36	15.2	
		BANDE 1	33.88	33.88	21.56	15.4	11.3	11.3	11.3	
		BANDE 2	18.48	18.48	15.4	12.32	11.3	11.3	11.3	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	Raid	12HA20+4H A16	8HA16+8H A20	4HA20+12H A16	8HA14+8H A16	12HA16	4HA16+8H A14	4HA14+8H A12
			BANDE 1	2X11HA14	2X11HA14	2XHA14	2X5HA14	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12
BANDE 2			2X6HA14	2X6HA14	2X5HA14	2X4HA14	2X5HA12	2X5HA12	2X5HA12	
A _H /nappe (cm ²)		4.09	4.09	3.85	3.03	2.83	2.83	2.83		
AH Choix des barres/nappe (cm ²)		AH = 7HA10=5.49cm²)(St=30 cm)								
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²							
	contrainte	τ_u (MPa)	0.563	0.482	0.477	0.471	0.422	0.367	0.347	
		τ_b (MPa)	0.789	0.675	0.668	0.659	0.591	0.514	0.485	
	ELS	N _s (kN)	1784.91	1721.45	1509.28	1271.41	1018.94	743.19	608.16	
σ_b (MPa)		2.37	2.31	2.10	1.81	1.49	1.10	0.91		

Tableau 5: Ferrailage des voiles transversaux
Voile1

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	Zone IV	Zone II V		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.35	3.325	3.3	3.275	3.25	3.225	3.2		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m2)	0.67	0.665	0.66	0.655	0.65	0.645	0.64		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5109.1	2658.8	-4150.5	-2922.1	1136.4	801.6	669.4		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5649.04	-4494.3	456.9	332.4	-224.4	-380.3	-436.5		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	545.16	411.38	317.97	281.65	155.12	133.55	125.47		
	L _i (m)	1.59	1.24	0.33	0.33	2.71	2.19	1.94		
	L _c (m)	1.76	2.09	2.97	2.94	0.54	1.04	1.26		
	d1 (m)	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40		
	d (m)	0.80	0.62	0.16	0.17	1.36	1.09	0.97		
	σ_1 [KN/m ²]	2554.55	1329.40	228.45	166.20	568.20	400.80	334.70		
	N (kN)	N ₁	762.02	308.06	14.02	10.42	289.15	164.37	121.56	
		N ₂	254.01	102.69	4.67	3.47	96.38	54.79	40.52	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.05	7.70	0.35	0.26	7.23	4.11	3.04	
		A _{v2}	6.35	2.57	0.12	0.09	2.41	1.37	1.01	
	A _{vi} (cm ²)		20.99	15.84	12.24	10.84	5.97	5.14	4.83	
	Av/bande (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{v1} /4	24.30	11.66	3.41	2.97	8.72	5.39	4.25	
		A2=A _{v2} +A _{v1} /4	11.60	6.53	3.18	2.80	3.90	2.66	2.22	
	A _{min} (cm ²)/bande		10.44	8.11	2.15	2.20	17.81	14.35	12.71	
	A _{min} (cm ²)/Voiles RPA		16.75	16.63	16.50	16.38	16.25	16.13	16.00	
	A _v adopté (cm ²)	Raidisseur	45.72	41.2	36.68	28.4	24.11	20.36	15.2	
		BANDE 1	24.64	13.55	6.77	6.77	18.07	15.81	13.55	
		BANDE 2	13.55	9.03	6.77	6.77	18.07	15.81	13.26	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres/nappe	Raid	12HA20 +4HA16	8HA16 +8HA20	4HA20 +12HA16	8HA14 +8HA16	12HA16	4HA16 +8HA14	4HA14 +8HA12
			BANDE 1	2X8HA14	2X6HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X8HA12	2X7HA12	2X6HA12
BANDE 2			2X6HA12	2X4HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X8HA12	2X7HA12	2X6HA12	
A _H /nappe (cm ²)		4.59	4.59	4.71	4.71	5.02	4.02	3.32		
AH Choix des barres/nappe (cm ²)		AH = 7HA10=5.49cm2)(St=30 cm)								
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2							
	contrainte	τ_u (MPa)	0.723	0.550	0.428	0.382	0.212	0.184	0.174	
		τ_b (MPa)	1.013	0.770	0.600	0.535	0.297	0.258	0.244	
	ELS	N _s (kN)	1515.29	1451.16	1286.24	1102.46	896.48	671.04	559.57	
σ_b (MPa)		1.70	1.69	1.54	1.33	1.08	0.82	0.69		

Voile 2-9

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	Zone IV	Zone IIV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.85	3.825	3.8	3.775	3.75	3.725	3.7		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m2)	0.77	0.765	0.76	0.755	0.75	0.745	0.74		
Solicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	12431.6	10488.14	7204.4	4863.8	2063.2	1395.8	1128.8		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5051.4	-3894.9	-3640.3	-3740.3	-1699.9	-1279.3	-1111.1		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	1227.81	1682.68	1725.39	1552.62	440.38	398.84	376.57		
	L _t (m)	2.74	2.79	2.52	2.13	2.06	1.94	1.86		
	L _c (m)	1.11	1.04	1.28	1.64	1.69	1.78	1.84		
	d _l (m)	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40		
	d (m)	1.37	1.39	1.26	1.07	1.03	0.97	0.93		
	σ_1 [KN/m ²]	6215.80	5244.07	3602.20	2431.90	1031.60	697.90	564.40		
	N (kN)	N ₁	3190.58	2742.51	1705.03	973.05	397.69	254.33	197.32	
		N ₂	1063.53	914.17	568.34	324.35	132.56	84.78	65.77	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	79.76	68.56	42.63	24.33	9.94	6.36	4.93	
		A _{v2}	26.59	22.85	14.21	8.11	3.31	2.12	1.64	
	A _{vi} (cm ²)		47.27	64.78	66.43	59.78	16.95	15.36	14.50	
	A _v /bande (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	91.58	84.76	54.22	39.27	14.18	10.20	8.56	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	38.41	39.05	30.01	23.05	7.55	5.96	5.27	
	A _{min} (cm2)/bande		17.97	18.30	16.57	14.00	13.49	12.75	12.24	
	A _{min} (cm ²)/Voiles RPA		19.25	19.13	19.00	18.88	18.75	18.63	18.50	
	A _v adopté (cm ²)	Raidisseur	45.72	41.2	36.68	28.13	24.11	20.36	15.2	
		BANDE 1	94.2	87.92	56.27	40.04	15.81	13.55	13.55	
		BANDE 2	40.19	40.19	30.8	24.64	15.81	15.81	15.81	
	Ferrailage des es	Choix des barres/nappe	Raid	12HA20+4H A16	8HA16+8H A20	4HA20+12H A16	8HA14+8H A16	12HA16	4HA16+8H A14	4HA14+8HA12
			BANDE 1	2X15HA20	2X14HA20	2X14HA16	2X13HA14	2X7HA12	2X6HA12	2X6HA12
BANDE 2			2X10HA16	2X10HA16	2X10HA14	2X8HA14	2X7HA12	2X6HA12	2X6HA12	
A _H /nappe (cm ²)		10.05	10.05	7.70	2.88	3.95	3.95	3.95		
AH Choix des barres/nappe (cm ²)		(S-Sol + RDC : 15HA10=11.78 cm ² , Etages C 10HA10=7.85 cm ²)(St=30 cm)								
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²							
	contrainte	τ_u (MPa)	1.417	1.955	2.018	1.828	0.522	0.476	0.452	
		τ_b (MPa)	1.984	2.737	2.825	2.559	0.731	0.666	0.633	
	ELS	N _s (kN)	5505.41	5133.97	4443.44	3776.4	3113.25	2455.12	2127.64	
σ_b (MPa)		4.76	4.50	4.10	3.64	3.21	2.57	2.25		

A- Ferrailage des Poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions à l'ELS pour les cas suivants :

Situation	Fe (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	γ_b	γ_c	F _{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant. $N_{\max} - M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant. $N_{\min} - M_{\text{cor}}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant. $M_{\max} - N_{\text{cor}}$

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.

Combinaisons de calcul :

◆ BAEL91/modifiée99 :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

◆ RPA99/modifiée2003 :

$$G + Q + E_X$$

$$G + Q + E_Y$$

$$0.8G + E_X$$

$$0.8G + E_Y$$

V.A.1 :Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS

Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

- ♣ Les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence(HA), droites et sans crochets.
- ♣ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport a la section du béton sont :

✓ Poteaux carrés :

● Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.9% $b \times h$ en zone III :

$$\text{Poteau (70} \times \text{70) : } A_{\min} = 0.009 \times 70 \times 70 = 44.1 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (65} \times \text{65) : } A_{\min} = 0.009 \times 65 \times 65 = 38.03 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60} \times \text{60) : } A_{\min} = 0.009 \times 60 \times 60 = 32.4 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55} \times \text{55) : } A_{\min} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.23 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50} \times \text{50) : } A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.23 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% $b \times h$:

$$\text{Poteau (70} \times \text{70) : } A_{\max} = 0.06 \times 70 \times 70 = 294 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (65} \times \text{65) : } A_{\max} = 0.06 \times 65 \times 65 = 253.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60} \times \text{60) : } A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55} \times \text{55) : } A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50} \times \text{50) : } A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $b \times h$:

$$\text{Poteau (70} \times \text{70) : } A_{\max} = 0.04 \times 70 \times 70 = 196 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (65} \times \text{65) : } A_{\max} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60} \times \text{60) : } A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55} \times \text{55) : } A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50} \times \text{50) : } A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$$

Tableau 2 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

7.4.2.1 Section des poteaux carré (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.009 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (70×70) :	44.1	294	196
Poteau (65×65) :	38.03	253.5	169
Poteau (60×60) :	32.4	216	144
Poteau (55×55) :	27.23	181.5	121
Poteau (50×50) :	22.5	150	100
Poteau (45×45) :	18.23	121.5	81
Poteau (40×40) :	14.4	96	64

- ☀ Le diamètre minimal est de 12mm.
- ☀ La longueur de recouvrement est $L_r = 50 \phi_L^{\min}$ en zone III
- ☀ La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 20cm en zone III.
- ☀ Les jonctions par recouvrement doit être possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

b) Armatures transversales :

Le role des armatures transversales consiste a :

- ☀ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ☀ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ☀ Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait a l'aide de la formule suivante (RPA99modifiée2003/Art7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute

A_t : armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

St : espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} St \leq 10\phi \text{ en zone nodale} \\ St \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : ϕ diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

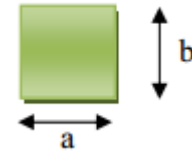
- La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \times St}$ en %, elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si: } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

- Calcul d'élanement géométrique :

$$\lambda g = \left[\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right]$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_L$ minimum.
- Pour les poteaux circulaire, nous utiliserons des cerces droites individuelles.

V.A.2 : Calcul des armatures à l'ELU :

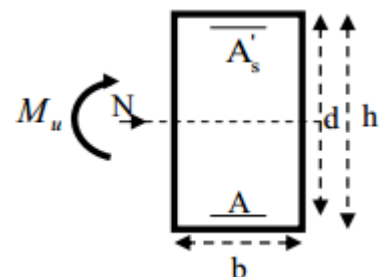
❖ Les armatures longitudinales :

- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$:



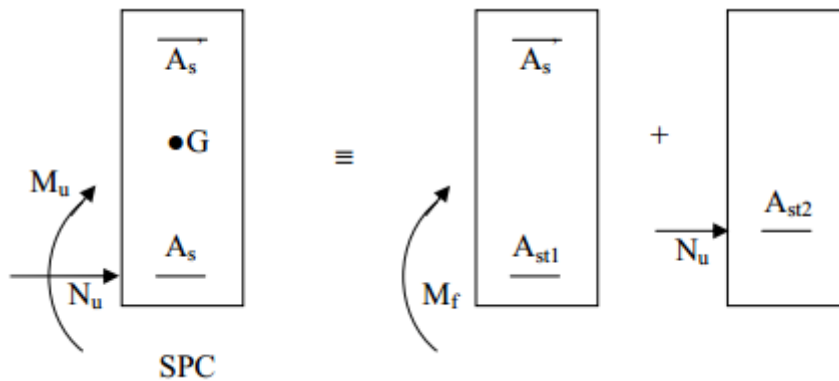
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes : $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

- Si : $\mu \leq \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}; A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

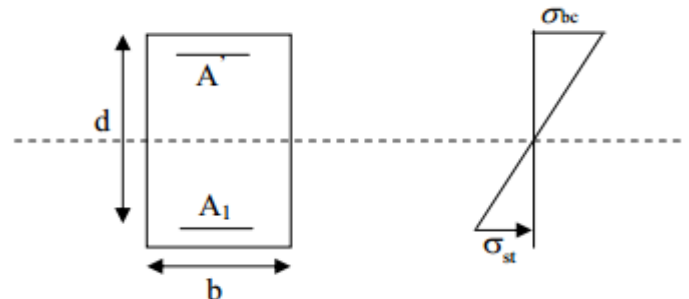
Si : A_s est négative $A_s \geq \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$

- Si : $\mu > \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Nous calculons:

$$M_r = \mu_i b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1. Si : $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Si : $(d - c')Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c')\sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

σ_s = Contrainte de l'acier

▣ **Exemple de calcul a l'ELU :**

Pour le poteau (70×70) :

$$N_u = 4668.92 \text{ kN} ; M_u = 29.4 \text{ kN.m}$$

- ✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{29.4 \times 10^2}{4668.92} = 0.63 \text{ cm}$$

$$e = 0.63\text{cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{70}{2} - 3\right) = 32\text{cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')Nu - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$
 $d = h - c = 0.7 - 0.03 = 0.67\text{cm}$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 29.4 + 4668.92 \left(\frac{0.7}{2} - 0.03\right) = 1523.5 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.7}\right)(0.7)^3 \times 14.2 \times 10^3 \\ = 1452.3\text{kN.m}$$

$$(d-c')N_u - M_f = (0.67 - 0.03) \times 4668.92 - 1523.5 = 1464.6\text{kN.m} > 1452.3\text{kN.m}$$

✓ Calcul de : $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h - c').h.b.f_{bc} = (0.5 \times 0.7 - 0.03) \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 2226.6 \text{ kN.m}$$

Donc : $(d-c')N_u - M_f = 1464.6 \text{ kN.m} < 2226.6\text{kN.m}$

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{4668.92(0.67-0.03) - 100 \times 29.4}{100 \times 0.7^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.7}}$$

$$\Psi = 0.44$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{4668.92 - 100 \times 0.44 \times 0.7^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0087 = 0$$

$$A_s = 0$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : sous-sol 1.

Zone II : RDC, 1^{er} étage.

Zone III : 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Zone IV : 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Zone V : 6^{ème} et 7^{ème} étage.

Zone VI : 8^{ème} étage.

Zone VII : 9^{ème} au 14^{ème} étage.

◆ Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens

Section (cm ²)		Effort normal	Moment(kN,m)	e(m)	(h/2-c)	Obs	AS (cm ²)	AS' (cm ²)
Zone I (70 × 70)	C25	Nmax = 4668.92	M2 cor = 29.4	0.006	0.33	SEC	0	0
			M3 cor = 87.501	0.019	0.33	SEC	0	0
	C25	Nmin = -2460.16	M2 cor = 19.336	0.008	0.33	SET	34.52	36.21
			M3 cor = 15.839	0.006	0.33	SET	34.67	36.05
	C33	Ncor = 132.8	M2 cor = 146.794	1.105	0.33	SPC	0	4.42
	C36	Ncor = - 860.49	M3 cor = 98.057	0.114	0.33	SET	8.1	16.64
Zone II (65 × 65)	C31	Nmax = 4273.75	M2 cor = 159.65	0.037	0.305	SEC	0	0
			M3 cor = 6.571	0.002	0.305	SEC	0	0
	C25	Nmin = -1897.35	M2 cor = 17.32	0.009	0.305	SET	26.46	28.09
			M3 cor = 11.249	0.006	0.305	SET	26.74	27.8
	C36	Ncor =	M2 cor =	1.4	0.305	SPC	0	6.38

		124.35						
			173.616					
	C18	Ncor = 652.88	M3 cor = 129.013	0.2	0.305	SEC	0	0
Zone III (60 × 60)	C22	Nmax = 2641.47	M2 cor = 42.257	0.002	0.28	SEC	0	0
			M3 cor = 18.991	0.0007	0.28	SEC	0	0
	C15	Nmin = -1134.14	M2 cor = 10.818	0.009	0.28	SET	15.75	16.86
			M3 cor = 8.417	0.007	0.28	SET	15.87	16.74
	C36	Ncor = 161.76	M2 cor = 184.772	1.14	0.28	SPC	0	7.27
	C18	Ncor = 472.05	M3 cor = 149.92	0.32	0.28	SPC	0	1.2
Zone VI (55 × 55)	C22	Nmax = 2162.87	M2 cor = 59.985	0.03	0.255	SEC	0	0
			M3 cor = 26.515	0.013	0.255	SEC	0	0
	C35	Nmin = -678.84	M2 cor = 28.542	0.042	0.255	SET	8.15	11.37
			M3 cor = 4.432	0.007	0.255	SET	9.51	10.01
	C24	Ncor = 783.08	M2 cor = 188.194	0.24	0.255	SPC	0	0.9
	C18	Ncor = 338.7	M3 cor = 151.597	0.45	0.255	SPC	0	3.99
Zone V (50 × 50)	C22	Nmax = 1693.27	M2 cor = 55.334	0.03	0.23	SEC	0	0
			M3 cor = 18.228	0.011	0.23	SEC	0	0
	C35	Nmin =	M2 cor =	0.08	0.23	SET	3.82	7.79

		-403.86	31.715					
			M3 cor = 2.76	0.007	0.23	SET	5.63	5.98
	C24	Ncor = 519.21	M2 cor = 182.489	0.35	0.23	SPC	0	5.31
	C18	Ncor = 237.38	M3 cor = 138.113	0.58	0.23	SPC	0	5.52
Zone I (45 × 45)	C22	Nmax = 1173.89	M2 cor = 57.912	0.049	0.205	SEC	0	0
			M3 cor = 11.66	0.01	0.205	SEC	0	0
	C15	Nmin = -217.48	M2 cor = 7.399	0.03	0.205	SET	2.61	3.65
			M3 cor = 1.582	0.007	0.205	SET	3.02	3.24
	C24	Ncor = 397.64	M2 cor = 146.935	0.37	0.205	SPC	0	5.77
	C18	Ncor = 180.74	M3 cor = 106.766	0.59	0.205	SPC	0	5.11
Zone II (40 × 40)	C22	Nmax = 974.83	M2 cor = 50.123	0.051	0.18	SEC	0	0
			M3 cor = 7.566	0.008	0.18	SEC	0	0
	C15	Nmin = -149.92	M2 cor = 6.265	0.042	0.18	SET	1.65	2.66
			M3 cor = 0.936	0.006	0.18	SET	2.08	2.23
	C24	Ncor = 155.12	M2 cor = 91.308	0.59	0.18	SPC	0	5.36
	C27	Ncor = - 286.17	M3 cor = 124.561	0.44	0.18	SPC	0	7.03
45.267								

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_s(\min)$ correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone III.

Tableau 4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Niveau	Section (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	Choix de A
sous-sol	Zone I (70 × 70)	34.67	36.05	44.1	45.72	12HA20+4HA16
RDC, 1 ^{er} étage	Zone II (65 × 65)	26.74	27.8	38.03	41.2	8HA20+8HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	Zone III (60 × 60)	15.87	16.74	32.4	36.68	4HA20+12HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	Zone I (55 × 55)	9.51	10.01	27.23	28.4	8HA16+8HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	Zone I (50 × 50)	5.63	5.98	22.5	24.64	16HA14
8 ^{ème} étage	Zone IV (45 × 45)	3.02	3.24	18.23	18.48	12HA14
9 ^{ème} – 14 ^{ème} étage	Zone I (40 × 40)	2.08	2.23	14.4	15.2	4HA14+8HA12

V.A.3 : Vérifications à l'ELU :

■ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm. Soit : } \theta_t = 8\text{mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $\begin{cases} l_0 = 323 \text{ cm pour le RDC et les étages courants} \\ l_0 = 374 \text{ cm pour le sous-sol} \end{cases}$

- Espacement des armatures :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq 10\phi \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi\right) \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- Calcul de λg et de A_{\min} :

☀ Poteau (40×40) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{40} = 5.65 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$$

☀ Poteau (45×45) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{45} = 5.02 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35\text{cm}^2$$

☀ Poteau (50×50) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{50} = 4.52 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2\text{cm}^2$$

☀ Poteau (55×55) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{55} = 4.11 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 55 \times 10 = 2.42\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 55 \times 10 = 2.42\text{cm}^2$$

☀ Poteau (60×60) :

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{60} = 3.77 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 60 \times 10 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 60 \times 10 = 2.64 \text{ cm}^2$$

☀ Poteau (65×65) :

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{65} = 3.48 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 65 \times 10 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 65 \times 10 = 2.86 \text{ cm}^2$$

☀ Poteau (70×70) :

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 374}{70} = 3.74 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 70 \times 10 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.0044 \times 70 \times 10 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures transversales :

Tableau 5 : Sections des armatures transversales

	40×40	45×45	50×50	55×55	60×60	65×65	70×70
Efforts tranchants (kN)	112.49	116.43	112.97	94.39	79.03	62.75	38.29
Elancement géométrique λ_g	5.65	5.02	4.52	4.11	3.77	3.48	3.74
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	3.74
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.2	1.35	2.2	2.42	2.64	2.86	3.08
A_t^{\min} zone courante ($S_t = 10\text{cm}$)	1.2	1.35	2.2	2.42	2.64	2.86	3.08
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	0.22	0.23	0.33	0.27	0.23	0.18	0.11
A_t zone courante ($S_t = 10\text{cm}$)	0.22	0.23	0.33	0.27	0.23	0.18	0.11

D'après le tableau ci-dessus, $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (du 8^{ème} au 14^{ème} étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : ($4\emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2$) ; et les poteaux (du ss sol au 7^{ème}) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : ($4\emptyset 10 = 3.14\text{cm}^2$) dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum $10 \emptyset_{t \min} = 8\text{cm}$.

■ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \theta_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

■ Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

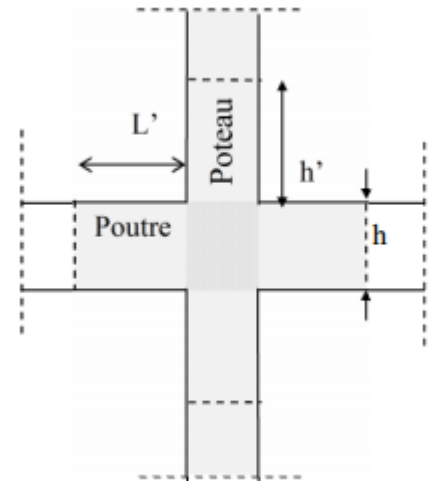
h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau
 h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max\left(\frac{374}{6}; 70; 70; 60\text{cm}\right) = 70\text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) = 65\text{ cm}$$

$h' = 70\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du sous-sol

$h' = 65\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du RDC et les étages courants.



■ Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33\text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38\text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44\text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70.55\text{ cm}$$

- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_b = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 6 : Vérification au cisaillement

Niveau	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	τ_b (MPa)	Vérification :
70×70	97.15	70	70	3.74	0.04	0.2	1	✓
65×65	94.39	65	65	3.48	0.04	0.22	1	✓
60×60	112.49	60	60	3.77	0.04	0.31	1	✓
55×55	116.43	55	55	4.11	0.04	0.39	1	✓
50×50	112.97	50	50	4.52	0.04	0.45	1	✓
45×45	94.39	45	45	5.02	0.075	0.47	1.875	✓
40×40	79.03	40	40	5.65	0.075	0.49	1.875	✓

V.A.4 : Vérifications à l'ELS :

- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times bd$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ section entièrement comprimée

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ section partiellement comprimée

✚ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

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 C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A_s' \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

✚ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times (0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \sigma_{\text{bc}}$

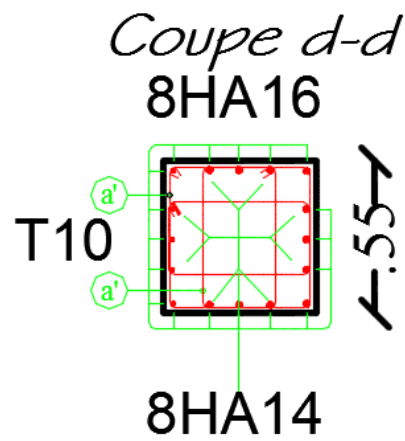
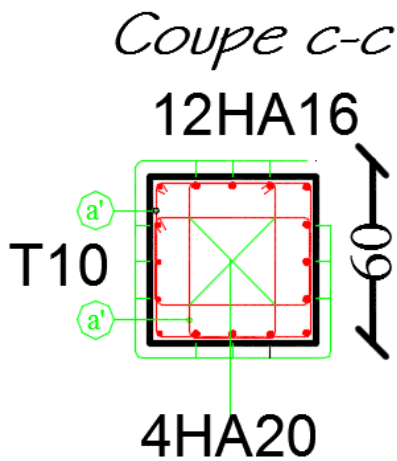
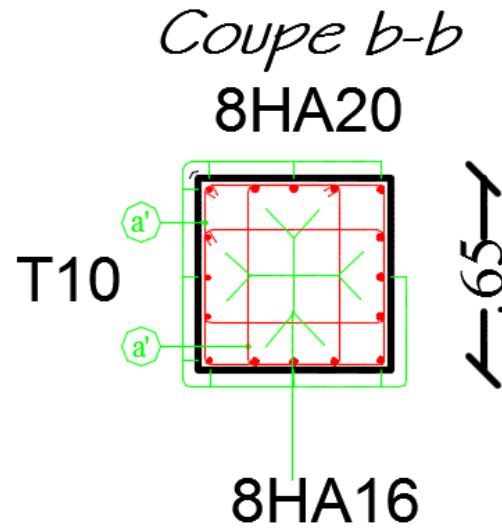
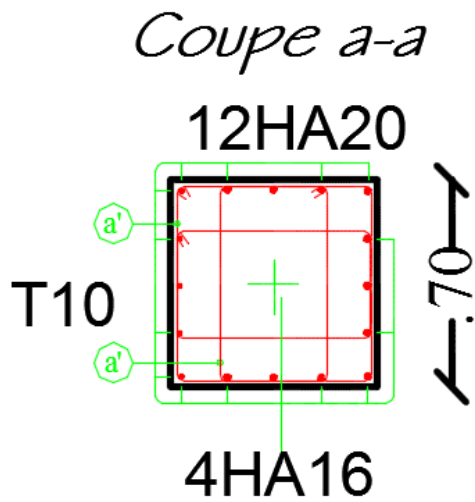
Remarque : Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée

Nous avons fait la vérification des contraintes par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

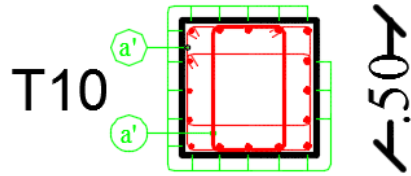
Tableau 7: Vérification des contraintes.

Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	Béton							
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérifications	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérification s
70 X 70	N _{max} - M _{cor}	2295.3 3	23.911	0.01	0.12	SEC	3.92	3.44	15	✓	58.6	51.7	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	83.16	45.745	0.55	0.12	SPC	0.65	0	15	✓	9.27	8.92	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	83.16	45.745	0.55	0.12	SPC	0.65	0	15	✓	9.27	8.92	400	✓
65 X 65	N _{max} - M _{cor}	2747.5	61.131	0.02 2	0.10 8	SEC	5.66	4.21	15	✓	84.2	63.8	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	730.94	3.308	0.00 5	0.10 8	SEC	1.35	1.27	15	✓	20.2	19.1	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	2747.5	61.131	0.02 2	0.10 8	SEC	5.66	4.21	15	✓	84.2	63.8	400	✓
60 X 60	N _{max} - M _{cor}	1870.0 3	16.16	0.00 9	0.1	SEC	4.33	3.81	15	✓	64.7	57.4	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	532.8	2.953	0.00 6	0.1	SEC	1.21	1.11	15	✓	18.1	16.7	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	1319.5	54.14	0.04	0.1	SPC	3.74	2	15	✓	55.3	30.8	400	✓
55 X 55	N _{max} - M _{cor}	1513.1 3	18.132	0.01 2	0.09 2	SEC	4.27	3.52	15	✓	63.7	53.2	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	369.75	1.958	0.00 5	0.09 2	SEC	0.99	0.91	15	✓	14.8	13.7	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	1001.9 1	61.031	0.06 1	0.09 2	SEC	3.85	1.31	15	✓	56.4	21	400	✓
50 X 50	N _{max} - M _{cor}	1195.5 3	16.131	0.01 4	0.08 3	SEC	4.12	3.24	15	✓	61.3	49.2	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	235.01	1.205	0.00 5	0.08 3	SEC	0.76	0.69	15	✓	11.3	10.4	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	720.03	65.282	0.09 1	0.08 3	SPC	4	0.44	15	✓	57.9	8.67	400	✓

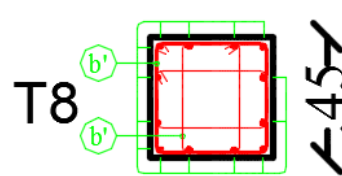
45 X 45	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	824.54	21.825	0.02 7	0.07 5	SEC	3.72	2.23	15	✓	54.9	34.4	400	✓
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	165.6	0.778	0.00 5	0.07 5	SEC	0.62	0.57	15	✓	9.33	8.6	400	✓
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	589.71	56.618	0.1	0.07 5	SPC	4.07	0.18	15	✓	58.7	5.35	400	✓
40 X 40	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	693.44	19.096	0.03	0.06 6	SEC	4.43	2.32	15	✓	64.9	36.3	400	✓
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	106.92	0.445	0.00 4	0.06 6	SEC	0.54	0.5	15	✓	8.13	7.47	400	✓
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	464.67	50.479	0.11	0.06 6	SPC	5.09	0	15	✓	72	-4.98	400	✓



Coupe e-e
16HA14

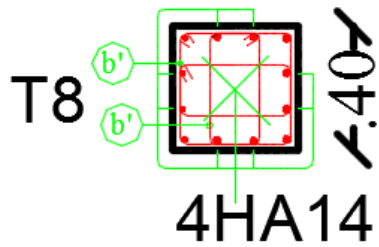


Coupe f-f
12HA14



Coupe g-g

8HA12



✓ POTEAUX CIRCULAIRES

● Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.9\% \times \pi \times r^2$ en zone III :

$$\text{Poteau (60)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 30^2 = 25.43\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 27.5^2 = 21.37\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 25^2 = 17.66\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 22.5^2 = 14.31\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 20^2 = 11.30\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35)} : A_{\min} = 0.009 \times \pi \times 17.5^2 = 8.66\text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera $6\% \times \pi \times r^2$:

$$\text{Poteau (60)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 30^2 = 169.6\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 27.5^2 = 142.48\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 25^2 = 117.75\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 22.5^2 = 95.38\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 20^2 = 75.36\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35)} : A_{\max} = 0.06 \times \pi \times 17.5^2 = 57.7\text{cm}^2$$

● Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times \pi \times r^2$:

$$\text{Poteau (60)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 30^2 = 113.04\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (55)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 27.5^2 = 94.99\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 25^2 = 78.5\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 22.5^2 = 63.59\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 20^2 = 50.24\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35)} : A_{\max} = 0.04 \times \pi \times 17.5^2 = 38.47\text{cm}^2$$

Tableau 8 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Section des poteaux circulaires (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.009 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (60) :	25.43	169.6	113.04
Poteau (55) :	21.37	142.48	94.99
Poteau (50) :	17.66	117.75	78.5
Poteau (45) :	14.31	95.38	63.59
Poteau (40) :	11.3	75.36	50.24
Poteau (35) :	8.66	57.7	38.47

V.1. Calcul des armatures a l'ELU :

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

Zone IV : 7^{ème} et 8^{ème} étage

Zone V : 9^{ème} et 10^{ème} étage.

Zone VI : 11^{ème} au 14^{ème} étage.

Tableau 9 : Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Secion (cm2)		Effort normal	Moment(kN,m)	e(m)	(h/2-c)	Obs	AS (cm2)
Zone III (60)	C15	Nmax = 3237.24	M2 cor = 22.063	0.007	0.28	SEC	0
			M3 cor = 0.535	0.0001	0.28	SEC	0
	C21	Nmin = -1232.3	M2 cor = 0.977	0.0007	0.28	SET	35.43
			M3 cor = 4.997	0.004	0.28	SET	35.43
	C23	Ncor = 416.43	M2 cor = 143.635	0.38	0.28	SPC	5.66
C19	Ncor = 352.34	M3 cor = 165.143	0.08	0.28	SPC	10.09	
Zone VI (55)	C11	Nmax = 2022.18	M2 cor = 83.115	0.038	0.255	SEC	0
			M3 cor = 8.974	0.004	0.255	SEC	0
	C3	Nmin = -369.73	M2 cor = 0.164	0.009	0.255	SET	10.63
			M3 cor = 6.522	0.013	0.255	SET	10.63
	C23	Ncor = 525.7	M2 cor = 134.657	2.59	0.255	SPC	4.18
	C19	Ncor = 351.12	M3 cor = 157.101	0.13	0.255	SPC	11.54
Zone V (50)	C14	Nmax = 1767.88	M2 cor = 79.987	0.04	0.23	SEC	0
			M3 cor = 10.625	0.005	0.23	SEC	0
	C15	Nmin = -232.71	M2 cor = 0.74	0.01	0.23	SET	6.69

			M3 cor = 4.96	0.015	0.23	SET	6.69
	C15	Ncor = 371.62	M2 cor = 152.391	0.6	0.23	SPC	13.73
	C15	Ncor = 312.18	M3 cor = 180.028	0.18	0.23	SPC	13.73
Zone I (45)	C11	Nmax = 1220.89	M2 cor = 85.339	0.024	0.205	SEC	0
			M3 cor = 15.082	0.04	0.205	SEC	0
	C21	Nmin = -79.73	M2 cor = 2.589	0.007	0.205	SPC	2.68
			M3 cor = 3.827	0.03	0.205	SPC	2.85
	C20	Ncor = 272.38	M2 cor = 131.858	0.65	0.205	SET	15.95
	C22	Ncor = 253.11	M3 cor = 155.153	0.26	0.205	SET	21.05
Zone II (40)	C11	Nmax = 771.24	M2 cor = 21.39	0.051	0.18	SEC	0
			M3 cor = 48.484	0.008	0.18	SEC	0
	C21	Nmin = -54.76	M2 cor = 3.15	0.042	0.18	SPC	2.09
			M3 cor = 2.458	0.006	0.18	SPC	1.98
	C23	Ncor = 396.75	M2 cor = 105.73	0.59	0.18	SPC	12.58
C19	Ncor = 175.68	M3 cor = 118.091	0.44	0.18	SPC	19.39	
Zone III (35)	C15	Nmax = 412.77	M2 cor = 17.624	0.057	0.155	SEC	0

			M3 cor = 38.145	0.007	0.155	SEC	0
	C21	Nmin = -92.61	M2 cor = 4.24	0.001	0.155	SPC	3.47
			M3 cor = 0.869	0.37	0.155	SET	2.66
	C23	Ncor = 150.8	M2 cor = 80.442	0.97	0.155	SPC	15.09
	C19	Ncor = 89.92	M3 cor = 76.828	0.96	0.13	SPC	15.34

Tableau 10 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
sous-sol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	Zone I (60 × 60)	35.43	25.43	37.68	12HA20
3 ^{ème} étage.	Zone II (55 × 55)	11.54	21.37	24.11	12HA16
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage.	Zone III (50 × 50)	13.73	17.66	24.11	12HA16
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	Zone I (45 × 45)	21.05	14.31	24.11	12HA16
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage.	Zone I (40 × 40)	19.39	11.3	20.09	10HA16
11 ^{ème} au 14 ^{ème} étage.	Zone IV (35 × 35)	15.34	8.66	15.4	10HA12

V.A.5 : Vérifications à l'ELU :**■ Détermination des armatures transversales :**

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.7 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a}; \text{ avec : } a = \text{diamètre du poteau}$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $\begin{cases} l_0 = 323 \text{ cm pour le RDC et les étages courants} \\ l_0 = 374 \text{ cm pour le sous - sol} \end{cases}$

- Espacement des armatures :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq 10\phi \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min\left(\frac{D}{2}; 10\phi\right) \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- Calcul de λg et de A_{\min} :

☀ Poteau (35) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{35} = 6.46 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

☀ Poteau (40) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{40} = 5.65 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

☀ Poteau (45) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{45} = 5.02 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{cm}^2$

☀ Poteau (50) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{50} = 4.52 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2 \text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 50 \times 10 = 2.2 \text{cm}^2$

☀ Poteau (55) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{55} = 4.11 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 55 \times 10 = 2.42 \text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 55 \times 10 = 2.42 \text{cm}^2$

☀ Poteau (60) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 323}{60} = 3.77 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.44\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 60 \times 10 = 2.64 \text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.0044 \times 60 \times 10 = 2.64 \text{cm}^2$

Tableau 11 : Sections des armatures transversales :

	35	40	45	50	55	60
Efforts tranchants (kN)	99.57	98.16	107.3	95.61	75.3	52.73
Elancement géométrique λ_g	6.46	5.65	5.02	4.52	4.11	3.77
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5	2.5	3.75	3.75	3.75
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10 \text{cm}$)	1.05	1.2	1.35	2.2	2.42	2.64
A_t^{\min} zone courante ($S_t = 10 \text{cm}$)	1.05	1.2	1.35	2.2	2.42	2.64
A_t zone nodale ($S_t = 10 \text{cm}$)	0.17	0.19	0.21	0.28	0.22	0.15
A_t zone courante ($S_t = 10 \text{cm}$)	0.17	0.19	0.21	0.28	0.22	0.15

D'après le tableau ci-dessus, $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (du 8^{ème} au 14^{ème} étage) seront encadrées avec des cerces droit individuels de sections transversales : ($4\emptyset 8 = 2.01 \text{cm}^2$) ; et les poteaux (du ss

sol au 7^{ème}) seront encadrées avec des cerces droit individuels de sections transversales : ($4\emptyset 10 = 3.14\text{cm}^2$) dans la zone courante.

■ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50 \theta_L^{\min} = 50 \times 2.5 = 125\text{cm}$$

■ Délimitation de la zone nodale :

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$; tel que : h est la hauteur de la poutre
- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; D; 60\text{cm}\right)$$

\emptyset : est le diamètres des poteaux

h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max\left(\frac{374}{6}; 60; 60\text{cm}\right) = 60\text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{323}{6}; 60; 60\text{cm}\right) = 60\text{ cm}$$

$h' = 60\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du sous-sol

$h' = 60\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du RDC et les étages courants.

■ Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA25 : } l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2.5 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 88.18\text{ cm}$$

■ Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_b = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau 12: Vérification au cisaillement

Niveau	V_u (kN)	D (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	τ_b (MPa)	Vérification :
60	99.57	60	3.77	0.04	0.35	1	✓
55	98.16	55	4.11	0.04	0.41	1	✓
50	107.3	50	4.52	0.04	0.55	1	✓
45	95.61	45	5.02	0.075	0.6	1.875	✓
40	75.3	40	5.65	0.075	0.6	1.875	✓
35	52.73	35	6.46	0.075	0.55	1.875	✓

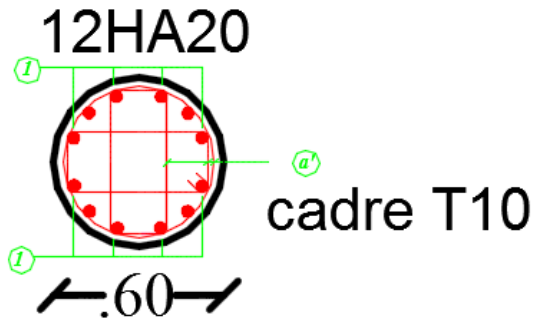
V.A.6 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau 13: Vérification des contraintes.

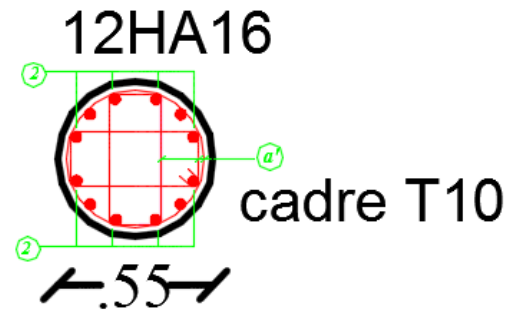
Sections	Sollicitations	N _c (kN)	M (kN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérifications	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	Vérifications
60 × 60	N _{max} - M _{cor}	799.06	14.511	0.02	0.1	SEC	2.84	1.84	15	✓	42.15	28.08	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	2424.9 1	16.606	0.00 7	0.1	SEC	7.68	6.53	15	✓	114.6 1	98.5	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	1733.5 2	61.716	0.38	0.1	SPC	7.22	2.94	15	✓	106.1	46.25	400	✓
55 × 55	N _{max} - M _{cor}	654.94	14.909	0.02 3	0.09 2	SEC	2.53	1.44	15	✓	37.34	22.14	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	1529.3 6	58.143	0.03 8	0.09 2	SEC	6.76	2.5	15	✓	99.1	39.81	400	✓
	M _{3max} - N _{cor}	1529.3 6	58.143	0.03 8	0.09 2	SEC	6.76	2.5	15	✓	99.1	39.81	400	✓
50 × 50	N _{max} - M _{cor}	384.07	18.224	0.04 8	0.08 3	SEC	2.79	0.52	15	✓	40.51	9.16	400	✓
	N _{min} - M _{cor}	1338.2	56.235	0.04	0.08	SEC	9.27	2.26	15	✓	134.9	38.19	400	✓

		2		2	3						1			
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	999	71.718	0.07 2	0.08 3	SEC	8.78	2.26	15	✓	126.2 9	2.91	400	✓
45 × 45	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	218.4	17.46	0.08	0.07 5	SPC	2.56	2.26	15	✓	36.43	-2.99	400	✓
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	852.78	34.28	0.04	0.07 5	SEC	7.17	1.59	15	✓	103.7 6	27.53	400	✓
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	696.4	71.534	0.1	0.07 5	SPC	9.7	1.59	15	✓	137.1 5	-34.75	400	✓
40 × 40	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	88.41	15.448	0.17	0.06 6	SPC	2.57	1.59	15	✓	35.09	27.15	400	✓
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	587.62	31.834	0.05	0.06 6	SEC	7.1	0.17	15	✓	101.2 6	7.79	400	✓
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	418.35	66.187	0.16	0.06 6	SPC	11.08	0.17	15	✓	152	104.6 3	400	✓
35 × 35	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	317.94	25.878	0.08	0.05 8	SPC	6.43	1.59	15	✓	89.37	-19.78	400	✓
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	39.51	13.476	0.34	0.05 8	SPC	2.85	1.59	15	✓	37.34	-46.26	400	✓
	$M_{3\max} - N_{\text{cor}}$	150.24	54.513	0.36	0.05 8	SPC	11.49	1.59	15	✓	150.2 9	-190.9	400	✓

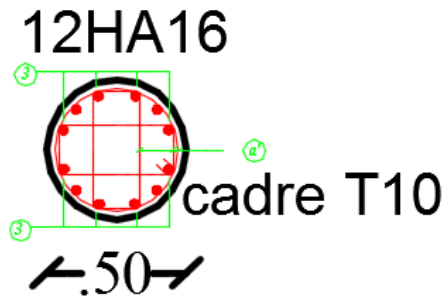
Coupe a-a



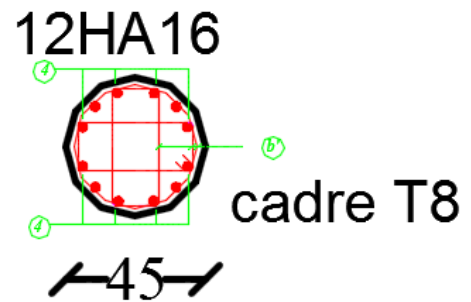
Coupe b-b



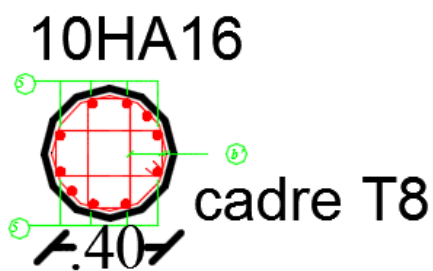
Coupe c-c



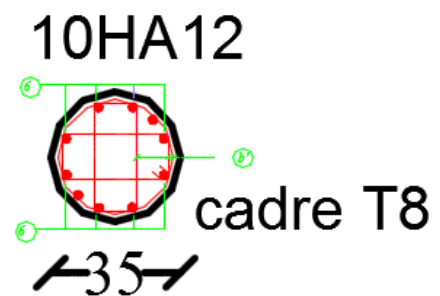
Coupe d-d



Coupe e-e



Coupe f-f



CHAPITRE V

CHAPITRE V

CHAPITRE V

INTRODUCTION :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.1. Choix et type de fondations

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Etude du sol :

La contrainte du sol qui nous a été transmise par le bureau d'étude est de 2.5 bars.

VI.3. Dimensionnement :

A- Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \implies k \frac{70}{70} = 1 \text{ d'ou } A = B$$

$$\text{Alors : } B \geq \sqrt{\frac{Nser}{kx\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{\text{ser}} = 4498.66 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{4498.66}{250 \times 1}} = 4.24 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

B- Semelles filantes :

1- Semelles filantes sous poteaux :

a) Etape de calcul :

- ◆ Détermination de la résultante des charges : $\mathbf{R} = \sum \mathbf{N}i$
- ◆ Détermination des coordonnées de la structure \mathbf{R} : $e = \frac{\sum Ni x e + \sum Mi}{R}$
- ◆ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

❖ $e \leq \frac{L}{6}$ \implies Répartition trapézoïdale.

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

❖ $e > \frac{L}{6}$ \implies Répartition triangulaire.

b) Exemple de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur).

Tableau 1: Tableau des efforts normaux sous les poteaux

Poteaux	N _i	M _i	e _i	N _i x e _i
1	1715.19	-2.226	-14.85	-25470.572
2	2990.26	-24.309	-9.45	-28257.957
3	1671.52	0.973	-4.05	-6769.656
4	1562.05	3.933	-1.35	-2108.7675
5	2309.88	1.788	4.05	9355.014
6	1802.47	0.532	9.45	17033.3415
7	1292.72	13.507	14.85	19196.892
Somme	13344.09	-5.802	0	-17021.705

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$R = \sum N_i = 13344.09 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-17021.705 - 5.802}{13344.09} = -1.28$$

$e = -1.28 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{29.7}{6} = 4.95 \text{ m} \Rightarrow$ nous avons une répartition trapézoïdale.

$$Q_{\min} = \frac{13344.09}{29.7} \left(1 - \frac{6 \times 1.28}{29.7} \right) = 333.11 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\max} = \frac{13344.09}{29.7} \left(1 + \frac{6 \times 1.28}{29.7} \right) = 565.48 \text{ kN/ml}$$

$$Q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{13344.09}{29.7} \left(1 + \frac{3 \times 1.28}{29.7} \right) = 507.39 \text{ kN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{507.39}{250} = 2.03 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 2.03 \times 29.7 = 60.3 \text{ m}^2$

2- Semelles filantes sous voiles :

$$\text{Nous avons : } \frac{Ns}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles longitudinaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	3391.6	3.3	4.1110303	13.5664
VL2	6001.47	4	6.00147	24.00588
VL3	3118.07	3.3	3.77947879	12.47228
VL4	4501.87	3.3	5.45681212	18.00748
VL5	1713.86	1.7	4.03261176	6.85544
VL6	6931.68	4	6.93168	27.72672
VL7	4907.92	4	4.90792	19.63168
VL8	5220.43	3.3	6.32779394	20.88172
VL9	5802.18	4	5.80218	23.20872
				166.35632

Tableau 3 : Surface des semelles filantes sous les voiles transversaux

Voiles	Ns	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT1	1451.53	2.3	2.5244	7.27
VT2	4664.11	2.8	6.66301429	23.32
VT3	4916.24	2.8	7.0232	24.58
VT4	4487.92	2.8	6.41131429	22.44
VT5	4287.68	2.8	6.12525714	21.45
VT6	3183.51	2.8	4.54787143	15.9
VT7	5454.41	2.8	7.79201429	27.27
VT8	5015.31	2.8	7.16472857	25.09
VT9	2299.74	2.4	3.8329	11.5
				178.82

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_v = \sum S_i = 166.4 + 178.82 = 345.2 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S \times n + S_v = 60.3 \times 6 + 345.2 = 707 \text{ m}^2$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Conclusion :

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 660.18 \text{ m}^2$.

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse celle du bâtiment nous optons pour *un radier général.*

VI.4. Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, 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 et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigidité en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

A) Pré dimensionnement du Radier :

❖ Sous voile :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

2) Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\text{max}} = 5.40 \text{ cm}$)

$$\frac{L_{max}}{8} = \frac{540}{8} = 67.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{5} = \frac{540}{5} = 108 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 67.5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_y = 70 \text{ cm}$

❖ Sous poteaux :

1) Epaisseur du tablier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm.}$$

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{540}{20} = 27 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_d = 40 \text{ cm}$$

2) La nervure :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = 54 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h_n = 55 \text{ cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow \text{Nous prenons : } b_n = 30 \text{ cm}$$

3) La condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

- Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
- Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : l'Inertie de section du radier (Bande de 1m) .

E : module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700^2 \sqrt{fc28} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

L_{\max} =Distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\max}= 5.40\text{m}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.4}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.16\text{m} \Rightarrow \text{Nous prenons } h = 1.2\text{m}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 1.2 \leq b_n \leq 0,7 \times 1.2$$

$$\Rightarrow 48 \text{ cm} \leq b_n \leq 84 \text{ cm}$$

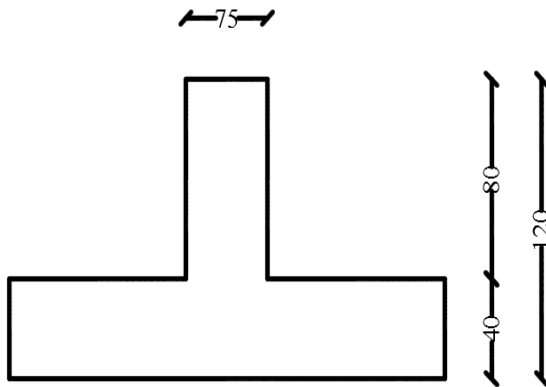
Soit : $b_n = 75\text{cm}$.

Conclusion :

$h_n = 1.20\text{m}$ hauteur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle.

$b_n = 75 \text{ cm}$ largeur de la nervure.



☐ Détermination de la surface du radier :

- **Poids de la structure :**

Charges permanentes $G = 93700.01 \text{ kN}$

Charges d'exploitation $Q = 19257.41 \text{ KN}$

- **Combinaisons d'actions :**

à l'ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times 93700.01 + 1.5 \times 19257.41 = 155381.13 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$N_s = 93700.01 + 19257.41 = 112957.42 \text{ kN}$$

$$\text{à l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{155381.13}{1.33 \times 250} = 467.3 \text{ m}^2.$$

$$\text{à l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{112957.42}{250} = 451.8 \text{ m}^2.$$

$$\Leftrightarrow S_{\text{bat}} = 660.18 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{elu}}, S_{\text{els}}) = 467.3 \text{ m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons 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 :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

\Leftrightarrow Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les trois sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 660.18 + 8.1 = 668.28 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment $G_{\text{bat}} = 93700.01 \text{ kN}$

Poids du radier :

$G_{\text{rad}} =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du TVO + Poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 668.28 \times 0.4 \times 25 = 6682.8 \text{ kN}$$

- Poids des nervures :

$$\begin{aligned} P_2 &= b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ &= (0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 29.7 \times 3 + 0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 13.5 \times 3 \\ &\quad + 0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 24.3 \times 3 + 0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 8.1 \times 3 \\ &\quad + 0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 5.4 \times 5 + 0.75 \times (1.2 - 0.4) \times 2.7 \times 3) \times 25 \\ &= 3928.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Poids du TVO :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

Avec : $S_{ner} = (1.2 \times 29.7 \times 3) + (1.2 \times 13.5 \times 3) + (1.2 \times 24.3 \times 3) + (1.2 \times 8.1 \times 3) + (1.2 \times 5.4 \times 5) + (1.2 \times 2.7 \times 3) = 314.3 \text{ m}^2$

$$P_3 = (668.28 - 314.3) \times (1.2 - 0.4) \times 17 = 4814.13 \text{ kN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times ep \times \rho b$$

$$= (668.28 - 314.3) \times 0.1 \times 25 = 884.95 \text{ kN}$$

$$G_{rad \text{ tot}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$= 6682.8 + 3928.5 + 4814.13 + 884.95 = 16310.38 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment $Q_{bat} = 19257.41 \text{ kN}$
- Surcharge du radier $Q_{rad} = 668.28 \times 2.5 = 1670.7 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{sup} = 16310.4 + 93700.01 = 110010.4 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{radier} = 19257.41 + 1670.7 = 20928.11 \text{ kN}$$

4) Combinaisons d'action :

à l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$

$$= 1.35 \times 110010.4 + 1.5 \times 20928.1 = 179906.2 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$= 110010.4 + 20928.1 = 130938.5 \text{ kN}$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.16 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.43 \text{ m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'Inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.3 \times 13.5^3}{12} + \frac{8.1 \times 16.2^3}{12} + \frac{\pi \times 10.8^4}{16} = 10522 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hx^3}{12} = \frac{13.5 \times 24.3^3}{12} + \frac{16.2 \times 8.1^3}{12} + \frac{\pi \times 10.8^4}{16} = 19529.93 \text{ m}^4$$

B) Vérifications :

➤ Vérification de contraintes de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1, 211)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$B = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{Nux b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$= \frac{179906.2 \times 1}{668.28} \times \frac{5.4}{2} = 726.9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{726.9 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \tau_u = 2.01 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ 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 :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû 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 du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;
 h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

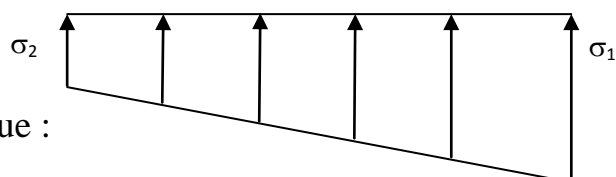


Figure VI-1 : Diagramme des contraintes

$$A l'ELU: \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$A l'ELS: \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$Avec : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 179906.2 \text{ kN} \quad ; \quad N_s = 130938.5 \text{ kN}$$

∞ Sens longitudinal

$$A l'ELU: M_X = 6177.816 + 7805.77 \times 1,00 = 13983.6 \text{ kN .m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{179906.2}{668.3} + \frac{13983.6}{19529.93} \times 14.16 = 279.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{179906.2}{668.3} - \frac{13983.6}{19529.93} \times 14.16 = 259.1 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 279.3 + 259.1}{4} = 274.25 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 250 = 332.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A l'ELS: M_X = 6177.816 + 7805.77 \times 1,00 = 13983.6 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{130938.5}{668.3} + \frac{13983.6}{19529.93} \times 14.16 = 206.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{130938.5}{668.3} - \frac{13983.6}{19529.93} \times 14.16 = 185.8 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206.1 + 185.8}{4} = 201.03 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

∞ Sens transversal :

$$A l'ELU: M_y = 6351.442 + 7269.98 \times 1,00 = 13621.4 \text{ kN .m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{179906.2}{668.3} + \frac{13621.4}{10522} \times 12.43 = 285.3 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{179906.2}{668.03} - \frac{13621.44}{10522} \times 12.43 = 253.1 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 285.3 + 253.1}{4} = 277.3 \text{ kN/m}^2 ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 332.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS: $M_y = 6351.442 + 7269.98 \times 1,00 = 13621.4 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{130938.5}{668.3} + \frac{13621.4}{10522} \times 12.43 = 212 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{130938.5}{668.03} - \frac{13621.44}{10522} \times 12.43 = 179.8 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 212 + 179.8}{4} = 204 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \quad \Leftrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Résultats du calcul des contraintes

		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σ_{moy}	σ_1	σ_2	σ_{moy}
Sens	Longitudinal	279.3	259.1	274.25	206.1	185.8	201.03
	Transversal	285.13	253.1	277.3	212	179.8	204

Tableau IV-4 : Résultats du calcul des contraintes.

➤ **Vérification à l'effort sous pressions :**

$$P \geq \alpha \times S_{Radier} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier ; P = 109901.5 KN.

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,2 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$\alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 703.92 \times 10 \times 1.2 = 12670.6 \text{ kN}$$

$P > 12670.6 \text{ kN} \Rightarrow$ Condition vérifiée

C) Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises au radier sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ Cas de chargement trapézoïdal :

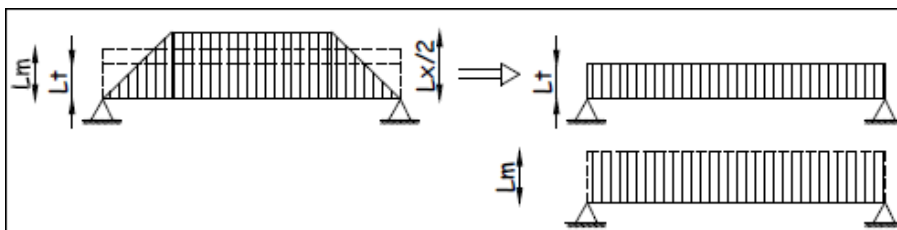


Figure VI-3 : Présentation des chargements simplifiés

■ Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x}{4} \right)$

■ Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$

Nous avons :

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(277.3 - \frac{16310.4}{668.28} \right) \times 1\text{m} = 252.9 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(204 - \frac{16310.4}{668.28} \right) \times 1\text{m} = 179.6 \text{ KN/ml.}$$

Pour le calcul des efforts nous utiliserons le logiciel ETABS.

a- Diagrammes des efforts internes :

➤ Sens longitudinal (X-X):

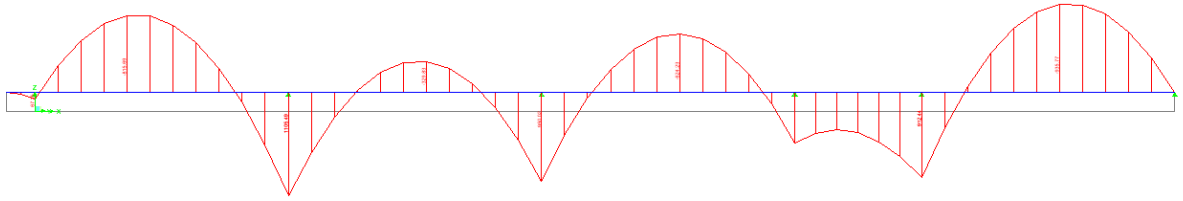


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

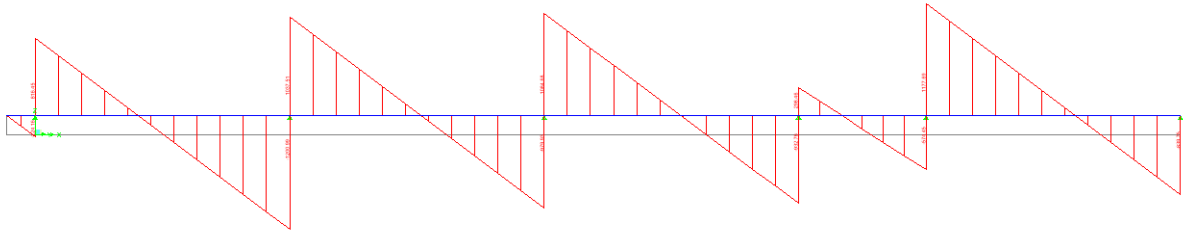


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

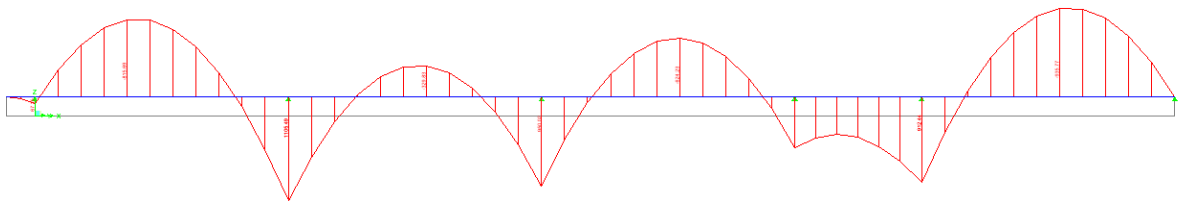


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

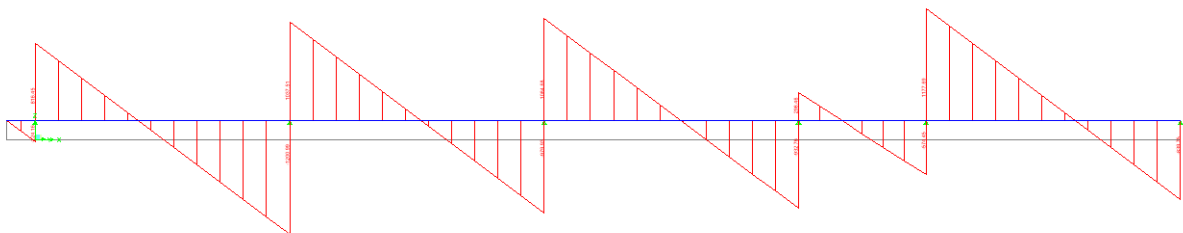


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

➡ *Sens transversal (Y-Y):*

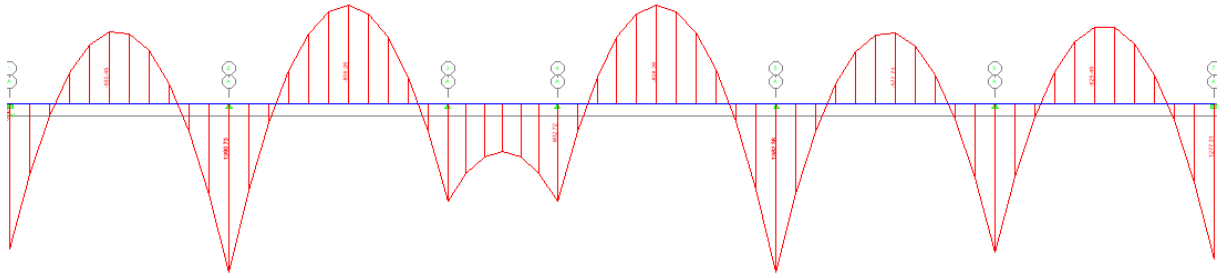


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

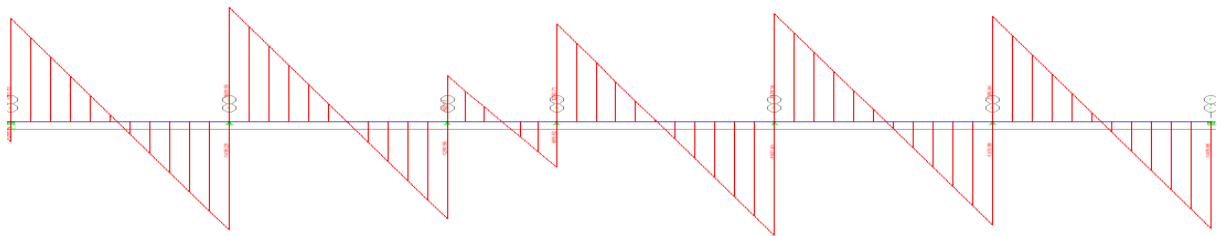


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

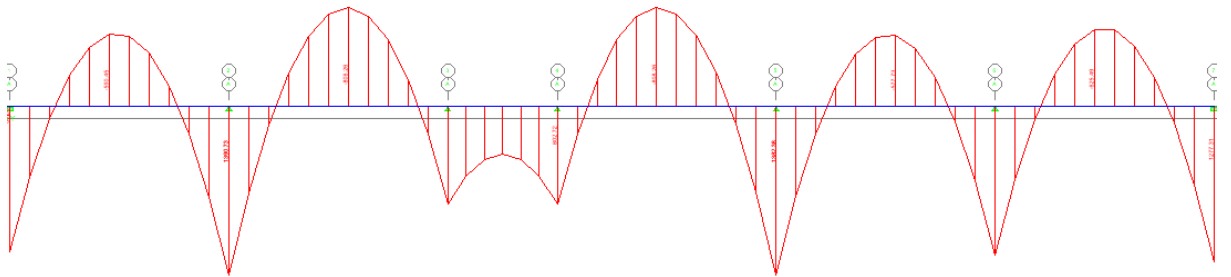


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

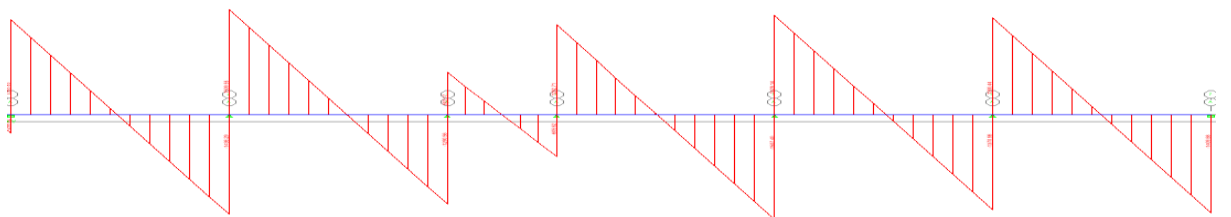


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	709.08	518.95
	Mt (kN.m)	363.21	276.00
	T (kN)	725.46	519.92
Sens transversal	Ma (kN.m)	655.47	479.72
	Mt (kN.m)	378.51	276.36
	T (kN)	721.14	521.19

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

➤ **Ferraillage du radier :**

b- Calcul des armatures :

b-1- Armatures longitudinales :

■ **Sens longitudinal X-X :**

■ **Moments aux appuis**

Moments en travée

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 709.08$$

$$M_{ua} = 354.54 \text{ kNm}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 363.21$$

$$M_{ut} = 272.4 \text{ kNm}$$

$$M_t^{\max} = 272.4 \text{ kNm}$$

$$M_a^{\max} = -354.54 \text{ kNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{354.54 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,2 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0,2 \rightarrow \beta = 0.887$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{354.54 \times 10^3}{0,887 \times 36 \times 348} = 31.09 \text{ cm}^2$$

Soit : **2X8HA16 = 32.15 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{272.4 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,2 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,2 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{272.4 \times 10^3}{0,989 \times 36 \times 348} = 21.9 \text{ cm}^2$$

Soit : **2X6HA16 = 24.11 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 15 cm.**

■ **Sens transversal Y-Y :**
Moments aux appuis

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 655.47$$

$$M_{ua} = 327.7 \text{ kNm}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 378.51$$

$$M_{ut} = 283.9 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 283.9 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -327.7 \text{ kN.m}$$

b = 100 cm, h = 40 cm, d = 36 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{327.7 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,2 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,2 \rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{327.7 \times 10^3}{0,887 \times 36 \times 348} = 29.5 \text{ cm}^2$$

Soit : **2X8HA16 = 32.15 cm²/ml.**

Avec : **S_t = 10 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{283.9 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.2 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0.2 \rightarrow \beta = 0.887$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{283.9 \times 10^3}{0.887 \times 36 \times 348} = 25 \text{ cm}^2$$

Soit : **2X7HA16 = 28.13 cm²/ml.** Avec : **S_t = 10cm.**

Les résultats des ferrillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	16HA16	12HA16
Travée	12HA16	14HA16

∞ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b-2- Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.3 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

➔ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{10 ; 19.2\}$$

Soit : **S_t = 10cm.**

➔ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 6 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 4HA 8 = 2,01 cm² ⇒ (1cadre et un étrier).**

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 725.46 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{725.46 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u}$$

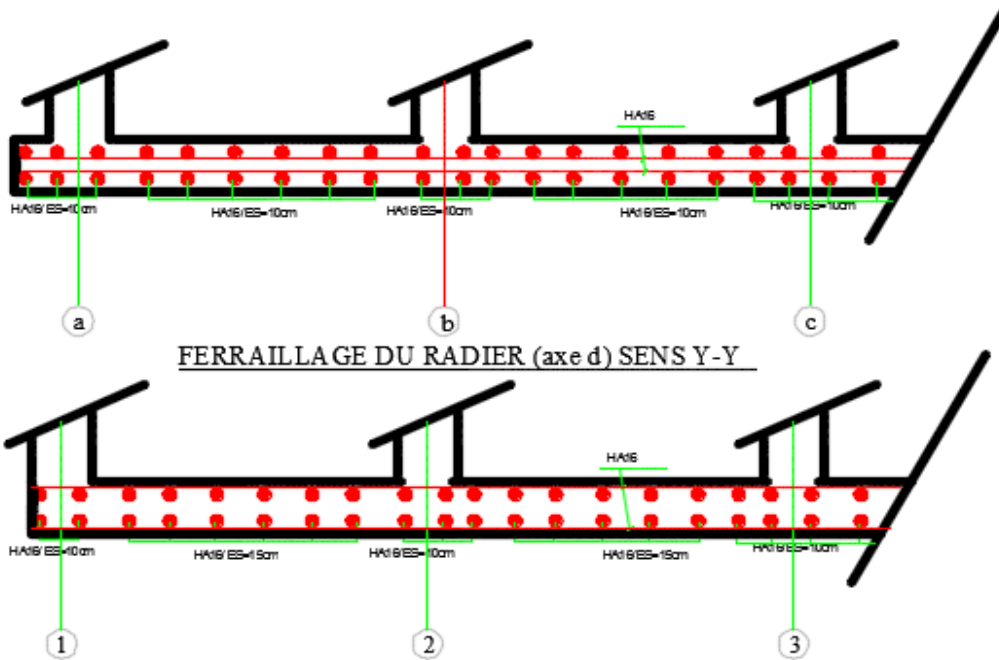
➔ **Vérification des contraintes :**

Sens		M_s	A_u	ρ	β	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Observation
X-X	Appuis	259.5	32.15	0.89	0.867	22.59	258.6	11.5	15	observée
	Travée	207.0	24.11	0.67	0.880	26.67	271	10.2	15	observée
Y-Y	Appuis	239.9	32.15	0.89	0.867	22.59	239.1	10.6	15	observée
	Travée	207.3	28.13	0.78	0.873	24.37	234.5	9.6	15	observée

Remarque :

Le débord sera ferrillé avec les armatures de la dalle du radier; afin d'homogénéiser le ferrillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrillage du débord.

FERRAILLAGE DU RADIER (axe 2) SENS X-X



∞ **Ferraillage de la nervure :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

■ Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x}{4} \right)$

■ Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(277.3 - \frac{16310.4}{668.28} - 12.51 \right) \times 1m = 240.4 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(204 - \frac{16310.4}{668.28} - 12.51 \right) \times 1m = 167.1 \text{ KN/ml}$

Nous avons :

➡ Sens longitudinal :

$q_u = 240.4 \text{ kN/m}^2$ $q_s = 167.1 \text{ kN/m}^2$

➔ Sens transversal:

$$q_u = 240.4 \text{ kn /m}^2 \quad q_s = 167.1 \text{ kN/m}^2$$

Pour le calcul des efforts nous utiliserons le logiciel ETABS.

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Résultats des moments et efforts relevés d'ETABS.

	Sollicitations (max)	ELU	ELS
Sens longitudinal	Ma (kN.m)	593.73	481.98
	Mt (kN.m)	316.37	255.83
	T (kN)	608.17	493.71
Sens transversal	Ma (kN.m)	632.24	445.86
	Mt (kN.m)	365.59	257.74
	T (kN)	687.62	484.74

c- Diagrammes des efforts internes :

➔ *Sens longitudinal (X-X):*

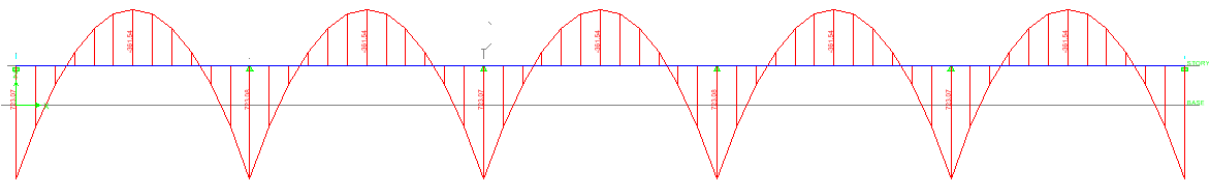


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

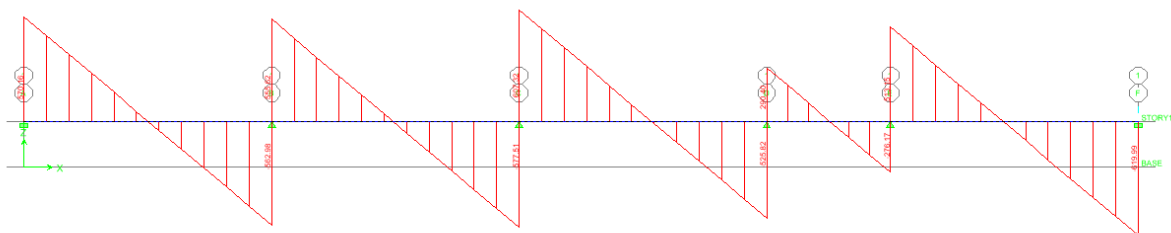


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

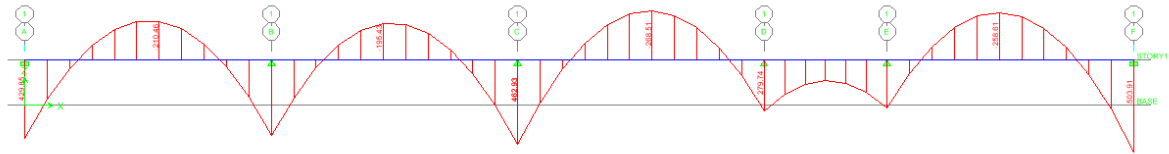


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

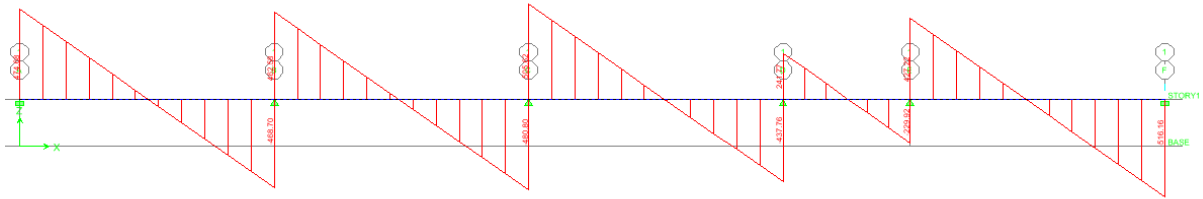


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

➡ *Sens transversal (Y-Y):*

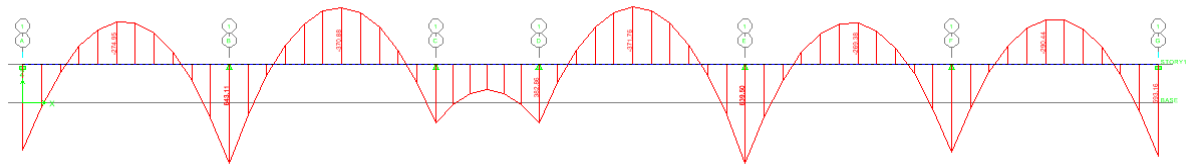


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

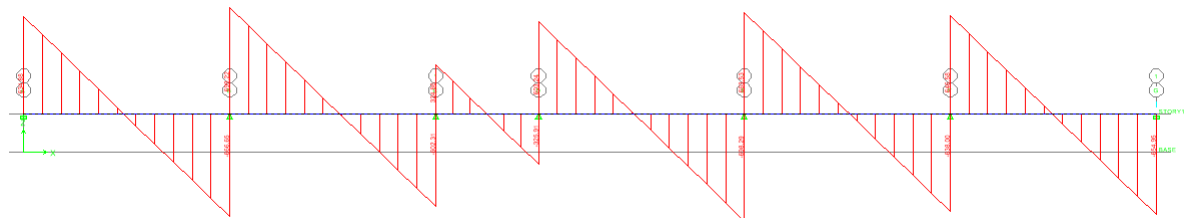


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

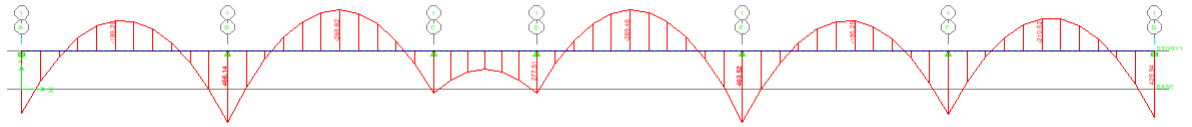


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

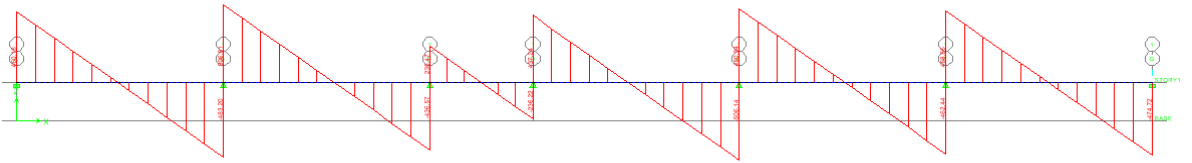


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

d- Calcul des armatures :**b-1- Armatures longitudinales :****■ Sens longitudinal X-X :**

$$M_t^{\max} = 316.37 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -593.73 \text{ kN.m}$$

$$b = 75 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; d = 117 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{593.73 \times 10^3}{75 \times 117^2 \times 14,2} = 0,04 < \mu_1 = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (**SSA**)

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{593.73 \times 10^3}{0,980 \times 117 \times 348} = 15.16 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16 = 16.07 cm²/ml.**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{316.37 \times 10^3}{75 \times 117^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{316.37 \times 10^3}{0,989 \times 117 \times 348} = 8 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 = 8.03 cm²/ml.**

■ **Sens transversal Y-Y :**

$$M_t^{\max} = 365.59 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -632.24 \text{ kN.m}$$

$b = 75 \text{ cm}$, $h = 120 \text{ cm}$, $d = 117 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{632.24 \times 10^3}{75 \times 117^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{632.24 \times 10^3}{0,978 \times 117 \times 348} = 15.9 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16 = 16.07 cm²/ml.**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{365.59 \times 10^3}{75 \times 117^2 \times 14,2} = 0,025 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA).

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{365.59 \times 10^3}{0,987 \times 117 \times 348} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9.24 cm²/ml.**

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	8HA16	8HA16
Travée	4HA16	6HA14

∞ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 75 \times 117 \times 2,1}{400} = 10,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

b-2- Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

➔ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{30 ; 24\}$$

Soit : $S_t = 12 \text{ cm}$.

➔ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,8 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow (1 \text{ cadre et un étrier})$.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 687,62 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{687,62 \times 10^3}{750 \times 1170} = 0,8 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

∞ Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (dans le béton et l'acier):**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

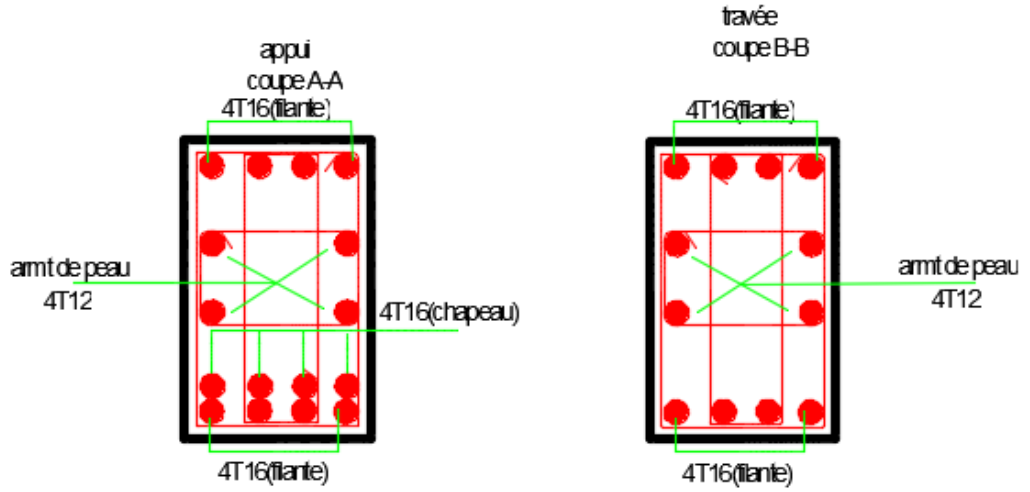
$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u}$$

➔ Vérification des contraintes :

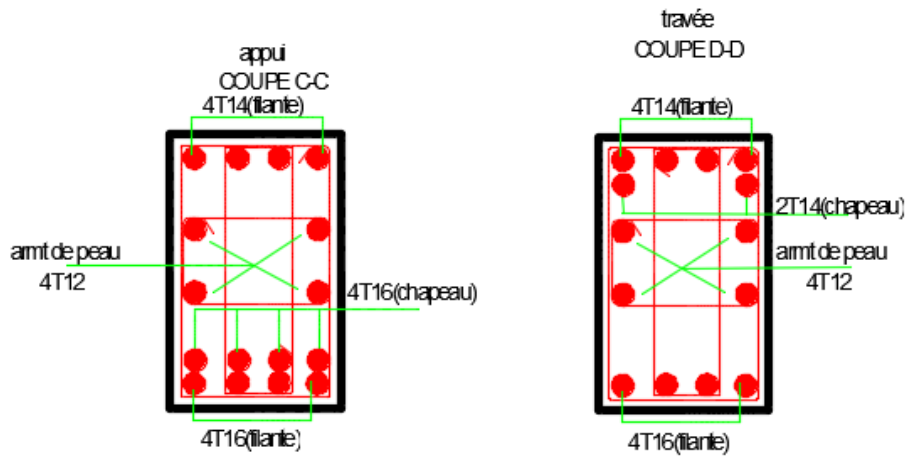
Sens		M _s	A _u	ρ	β	K ₁	σ _s	σ _b	σ _b ⁻	Observation
X-X	Appuis	481.98	16.07	0.14	0.938	65.64	273.3	4.2	15	observée
	Travée	255.83	9.03	0.08	0.952	89.2	254.4	2.9	15	observée
Y-Y	Appuis	632.24	16.07	0.14	0.938	65.64	358.5	5.5	15	observée
	Travée	365.59	9.25	0.08	0.942	89.2	363.5	4.1	15	observée

Schéma de ferrailage des nervures

FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS X-X



FERRAILLAGE DE LA NERVURE SENS Y-Y



VII INTRODUCTION :

Le mur plaque est un voile destiné à reprendre les poussées de terres due au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai.

I. Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 30cm.

II. Méthode de calcul :

Le mur plaque travail comme un panneau de dalle reposant sur les poteaux et les poutres et encastré au niveau du radier

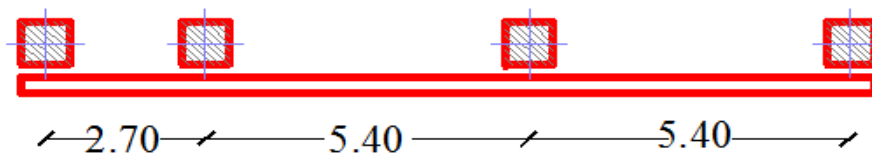


Figure 1 : Schéma du mur plaque : Vue en plan

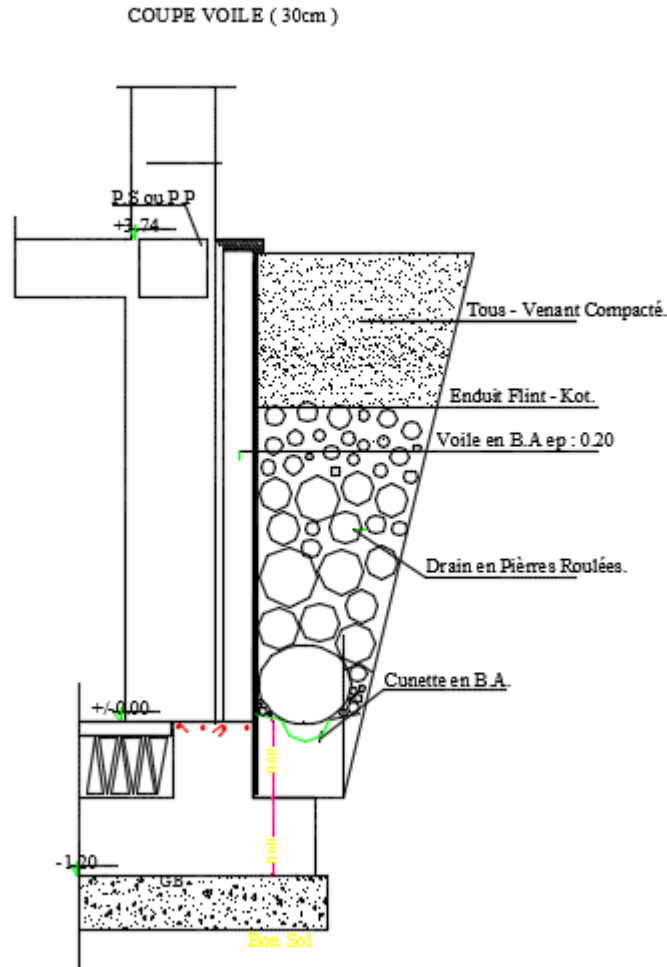


Figure 2 : Schéma du mur plaque :b)- Vue en élévation

A. Détermination des sollicitations :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2.5\text{bars}$

B. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.74 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.74 + 1.5 \times 10) = 52.94 \text{ kN/m}^2$$

Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (10) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.74 \rightarrow \sigma_h = 0.5 \times (18 \times 3.74 + 10) = 38.66 \text{ kN/m}^2$$

C. Diagrammes des contraintes :

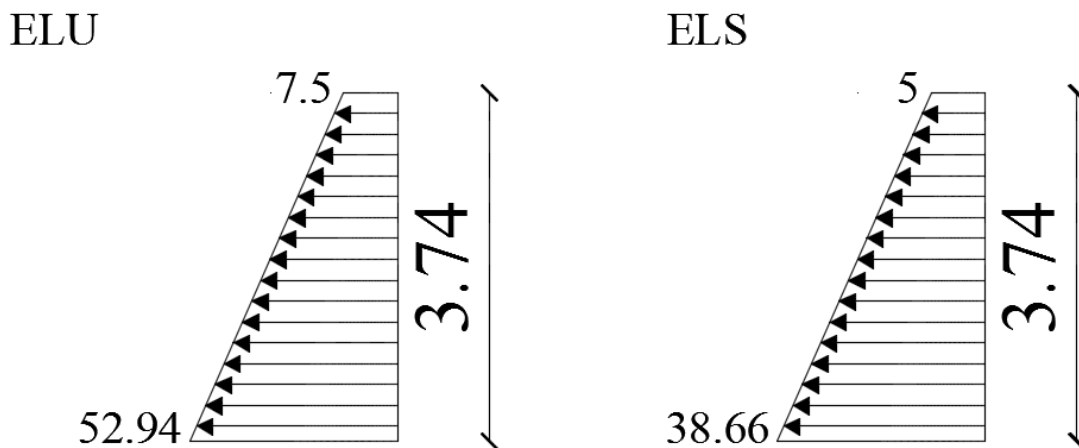


Figure 3 : Diagrammes des contraintes

D. Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU} : q_u = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 52.94 + 7.5}{4} = 41.58 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{(3 \times \sigma_{h2} + \sigma_{h1})}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 38.66 + 5}{4} = 30.25 \text{ kN/ml}$$

III. Ferrailage du mur plaque :

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre : ($b=1\text{m} = 100\text{cm}$)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

- Sens XX :

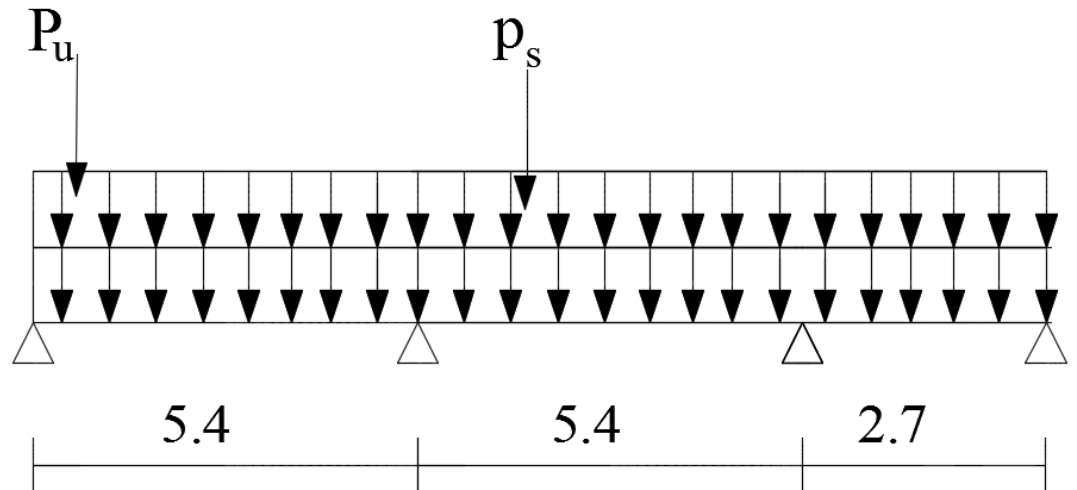


Figure 4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

- Sens YY :

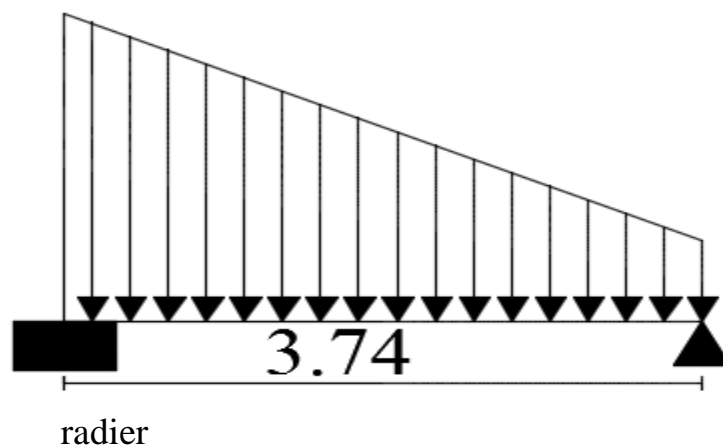
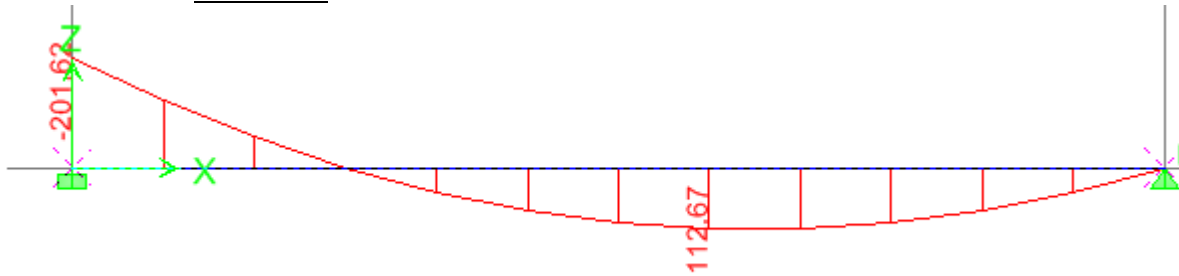


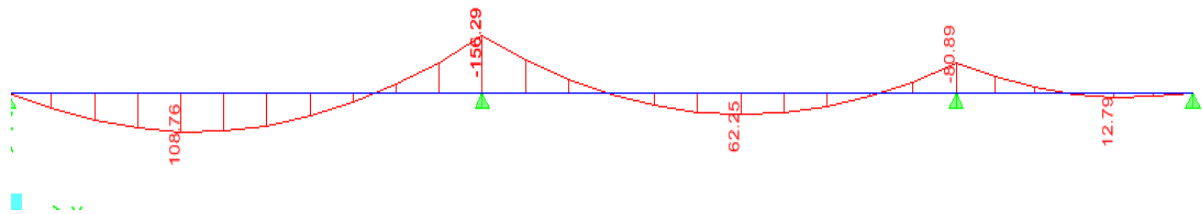
Figure 5 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

➤ **Diagramme des moments:**

- Sens XX :



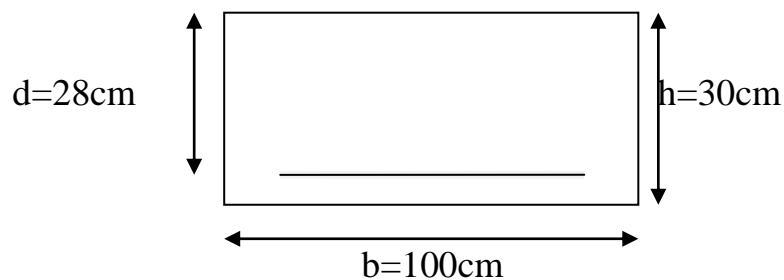
- Sens YY :



➤ **ferraillage a l'ELU :**

1) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (kN.m)	μ_u	Section	β	A_{\min}	A	$A_{\text{adoptée}}$	Ferrailage
X-X	Appuis	201.62	0.181	SSA	0.8995	3.38	23	24.11	12HA16
	Travée	112.67	0.101	SSA	0.9465	3.38	12.21	13.55	12HA12
Y-Y	Appuis	156.29	0.145	SSA	0.9215	3.38	18	18.48	12HA14
	Travée	108.76	0.116	SSA	0.938	3.38	14.15	15.48	12HA14

2) Les armatures transversales :

Sens xx

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{13.55}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{24.11}{4} = 6.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.77 \text{ cm}^2$$

Sens yy

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{18.48}{4} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10/\text{ml} = 4.71 \text{ cm}^2$$

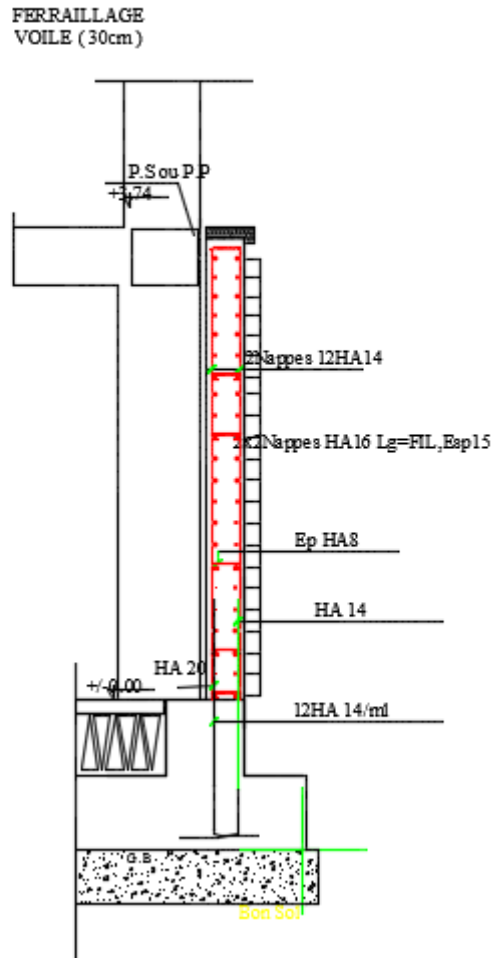
FERRAILLAGE du mur plaque

Figure VII-4 : Schéma statique du ferrailage du mur plaque

➤ **Recommandation du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :
($b=1m=100cm$; h : épaisseur du voile = 30cm)
 $A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

IV. Vérifications à l'ELU :

A. Espacement des barres :

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

Armatures principales : $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

B. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.38\text{cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 3.38\text{cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

C. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm}$$

→ Pour $\emptyset 12$: $L_s = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_s = 45\text{cm}$

→ Pour $\emptyset 10$: $L_s = 35.27\text{cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1,21.

→ Pour $\emptyset 12$: $L_a = 16.92\text{cm} \Rightarrow L_a = 18\text{cm}$

→ Pour $\emptyset 10$: $L_a = 14.10\text{cm} \Rightarrow L_a = 16\text{cm}$

D. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset_i \right)$$

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{1000}{35} ; \frac{300}{10} ; 10 \right)$$

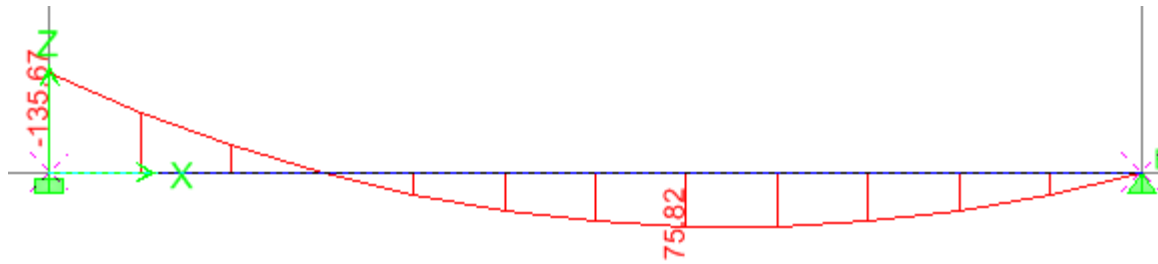
$$\emptyset \leq \min (28.57 ; 30 ; 10) = 10\text{mm}$$

Soit : $\emptyset = 10\text{mm}$

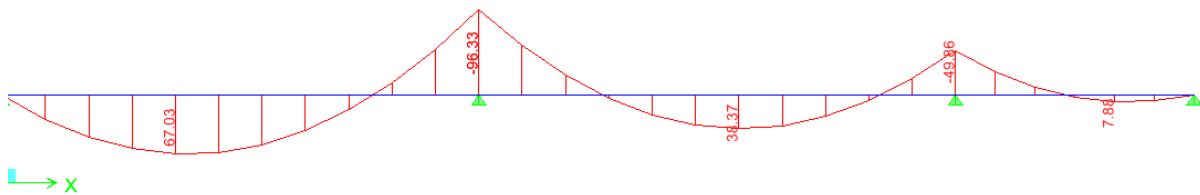
V. Vérifications à l'ELS :

➤ Diagramme des moments:

- Sens XX :



- Sens YY :



A. :Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :
Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 100 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right\}$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; \max(200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

B. Etat limite dans le béton :

- Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{k_1}$$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Tableau 2 : vérification des contraintes à L'ELS

C. Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{aligned} &\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ &\triangleright \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ &\triangleright \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

Sens		M _s	A _u	ρ	β	K ₁	σ _s	σ _b	σ̄ _b	Observation
X-X	Appuis	135.67	24.11	0.86	0.868	22.88	231.53	10.12	15	observée
	Travée	75.82	13.55	0.48	1.895	32.62	105.46	3.23	15	observée
Y-Y	Appuis	96.33	18.48	0.66	0.881	27.02	238.56	8.83	15	observée
	Travée	67.03	15.40	0.55	0.889	30.04	227.03	7.56	15	observée

Avec : h = 30 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur da la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- Sens X-X :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 75.82 = 56.87 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 30.25 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 30.25 \times \frac{5.40^2}{8} = 110.26 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{56.87}{10 \times 110.26} = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{13.55}{100 \times 28} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 87.03 = 65.27 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 30.25 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 30.25 \times \frac{3.74^2}{8} = 52.89 \text{ kN.m}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{100} = 0.3 > \frac{65.27}{10 \times 52.89} = 0.12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{15.40}{100 \times 28} = 0.0055 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D. Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0.15 \times 25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times l = 30.25 \times 5.4 = 163.35 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times l = 30.25 \times 3.74 = 113.14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{163.35 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.583 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

E. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour le sens XX : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 163.35}{100 \times 0.9 \times 28} = 0.13 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Pour le sens YY : } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 113.14}{100 \times 0.9 \times 28} = 0.09 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La géométrie complexe et les irrégularités en plan de la structure qui nous à été confiée ,nous ont permis d'avoir une large vision sur la conception des ouvrages. afin de mener à bien notre étude nous avons procédé aux multiples étapes de calculs :

- Nous avons dimensionné la structure en respectant les formules, tout en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi que la prise en compte de l'aspect économique.

- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la Structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement.

-L'étude de l'infrastructure, est réalisée en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises au sol.

Cette étude, nous a permis de mettre en application les diverses enseignements acquis tout le long de notre formation ainsi que, l'utilisation de la documentation et des logiciels qui nous ont été d'un apport bénéfiques lors de la réalisation de notre étude. afin d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

En fin nous souhaitons que ce travail puisse servir.

Etude du contreventement

INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales, vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux poutres) formant des portiques d'étage.

Les cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portique et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer les rigidités des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer.

Calcul des rigidités des portiques :

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

■ Identification des paramètres :

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$.

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : h_c : Hauteur des poteaux à calculées.

\bar{h} : Hauteur entre nus des poteaux.

e_{pot} : Largeur des poteaux. $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées. \bar{L} :

Longueur entre nus des

poutres. h_{poutre} : Hauteur des

poutres. $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

a-Rigidités linéaires des poteaux

Tableau 1 : Rigidités des poteaux carrés dans le sens transversal et longitudinal

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h̄	1/2e _p	h _c	I _t	K _t
sous-sol	70x70	374	334	35	369	2000833. 3	5422.31
RDC, 1er étage	65x65	323	283	32.5	315.5	1487552. 08	4714.9
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	60x60	323	283	30	313	1080000	3450.48
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	55x55	323	283	27.5	310.5	762552.0 83	2475.82
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	50x50	323	283	25	308	520833.3 3	1691.02
8 ^{ème} étage	45x45	323	283	22.5	305.5	341718.7 5	1118.56
9 ^{ème} -14 ^{ème} étage	40x40	323	283	20	303	213333.3 3	704.07

b- Rigidités linéaires des poutres :

Tableau 2: Rigidités des poutres dans le sens transversal et longitudinal

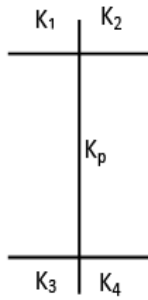
cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	1/2h	L _c	I _t	K _t
sous-sol	1-2	(30x45)	540	470	22.5	490	22781.25	462.6
	2-3		540	470		490		462.6
	3-4		270	200		220		1023.9
	4-5		540	470		490		462.6
	5-6		540	470		490		462.6
	6-7		540	470		490		462.6
RDC 1 ^{er} étage	1-2	(30x45)	540	475	22.5	495	22781.25	457.9
	2-3		540	475		495		457.9
	3-4		270	205		225		1001.4
	4-5		540	475		495		457.9
	5-6		540	475		495		457.9
	6-7		540	475		495		457.9
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	480	22.5	500	22781.25	453.4
	2-3		540	480		500		453.4
	3-4		270	210		230		979.84
	4-5		540	480		500		453.4
	5-6		540	480		500		453.4
	6-7		540	480		500		453.4
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	485	22.5	505	22781.25	448.9
	2-3		540	485		505		448.9
	3-4		270	215		235		959.21
	4-5		540	485		505		448.9
	5-6		540	485		505		448.9
	6-7		540	485		505		448.9
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	490	22.5	510	22781.25	444.51
	2-3		540	490		510		444.51
	3-4		270	220		240		939.43
	4-5		540	490		510		444.51
	5-6		540	490		510		444.51
	6-7		540	490		510		444.51
8 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	495	22.5	515	22781.25	440.22
	2-3		540	495		515		440.22
	3-4		270	225		245		920.5
	4-5		540	495		515		440.22
	5-6		540	495		515		440.22
	6-7		540	495		515		440.22
9 ^{ème} - 14 ^{ème} étage	1-2	(30x45)	540	500	22.5	520	22781.25	436.01
	2-3		540	500		520		436.01
	3-4		270	230		250		902.23
	4-5		540	500		520		436.01
	5-6		540	500		520		436.01
	6-7		540	500		520		436.01

Etude du contreventement

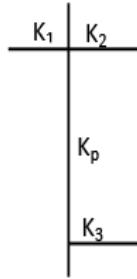
❖ Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

Cas d'étage courant :

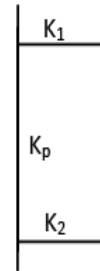
$$K = \frac{\sum K_i (\text{poutresup} + \text{poutreinf})}{2K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



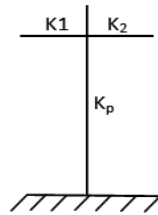
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



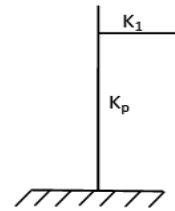
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

• Cas du RDC

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutresup}}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

❖ Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

Niveau courant : $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

Niveau RDC : $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

❖ Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

Niveau courant : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

Niveau RDC : * Poteau encasté à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

* Poteau articulé à sa base: $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

hc : hauteur du poteau calculé.

Ei : module de déformation du béton= **32164.2 MPa**

Ip : Inertie du poteau.

❖ Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

Tableau 3 : Rigidités des portiques dans le sens X-X

Niv	Trv	Kptr (cm ³)	Pot	Kpot(cm ³)	K'	aji	E(kN/m ²)	hc(cm)	rjx (kN/cm)	Rjx = $\sum rj$ (kN/cm)
9 au 14	A-B	436.01	A	704.07	0.61927081	0.236429	3216.42	303	69.9817486	30616.792
	B-C	436.01	B	704.07	1.23854162	0.382438	3216.42	303	113.199812	
	C-D	436.01	C	704.07	1.23854162	0.382438	3216.42	303	113.199812	
	D-E	902.23	D	704.07	1.9007201	0.487274	3216.42	303	144.230783	
	E-F	436.01	E	704.07	1.9007201	0.487274	3216.42	303	144.230783	
		436.01	F	704.07	0.61927081	0.236429	3216.42	303	69.9817486	
8	A-B	440.22	A	1118.56	0.39355958	0.164424	3216.42	305.5	76.0601362	10229.883
	B-C	440.22	B	1118.56	0.78711915	0.282413	3216.42	305.5	130.639888	
	C-D	440.22	C	1118.56	0.78711915	0.282413	3216.42	305.5	130.639888	
	D-E	920.5	D	1118.56	1.21649263	0.378205	3216.42	305.5	174.951543	
	E-F	440.22	E	1118.56	1.21649263	0.378205	3216.42	305.5	174.951543	
		440.22	F	1118.56	0.39355958	0.164424	3216.42	305.5	76.0601362	
6 ET 7	A-B	444.51	A	1691.02	0.26286502	0.116165	3216.42	308	79.9236767	17043.391
	B-C	444.51	B	1691.02	0.52573003	0.20815	3216.42	308	143.211261	
	C-D	444.51	C	1691.02	0.52573003	0.20815	3216.42	308	143.211261	
	D-E	939.43	D	1691.02	0.81840546	0.290379	3216.42	308	199.786601	
	E-F	444.51	E	1691.02	0.81840546	0.290379	3216.42	308	199.786601	
		444.51	F	1691.02	0.26286502	0.116165	3216.42	308	79.9236767	
4 ET 5	A-B	448.9	A	2475.82	0.18131367	0.083121	3216.42	310.5	82.3876805	18325.387
	B-C	448.9	B	2475.82	0.36262733	0.153485	3216.42	310.5	152.130106	
	C-D	448.9	C	2475.82	0.36262733	0.153485	3216.42	310.5	152.130106	
	D-E	959.21	D	2475.82	0.5687449	0.22141	3216.42	310.5	219.455463	
	E-F	448.9	E	2475.82	0.5687449	0.22141	3216.42	310.5	219.455463	
		448.9	F	2475.82	0.18131367	0.083121	3216.42	310.5	82.3876805	
2 ET 3	A-B	453.4	A	3450.48	0.13140201	0.061651	3216.42	313	83.8072268	19215.231
	B-C	453.4	B	3450.48	0.26280402	0.116141	3216.42	313	157.88101	
	C-D	453.4	C	3450.48	0.26280402	0.116141	3216.42	313	157.88101	
	D-E	979.84	D	3450.48	0.41537409	0.171971	3216.42	313	233.775956	
	E-F	453.4	E	3450.48	0.41537409	0.171971	3216.42	313	233.775956	
		453.4	F	3450.48	0.13140201	0.061651	3216.42	313	83.8072268	
RDC ET 1	A-B	457.9	A	4714.9	0.09711765	0.04631	3216.42	315.5	84.6648457	19881.352
	B-C	457.9	B	4714.9	0.1942353	0.088521	3216.42	315.5	161.835098	
	C-D	457.9	C	4714.9	0.1942353	0.088521	3216.42	315.5	161.835098	

Etude du contreventement

	D-E	1001.4	D	4714.9	0.30950815	0.134015	3216.42	315.5	245.008051	
	E-F	457.9	E	4714.9	0.30950815	0.134015	3216.42	315.5	245.008051	
		457.9	F	4714.9	0.09711765	0.04631	3216.42	315.5	84.6648457	
SOUS SOL	A-B	462.6	A	5422.31	0.08531419	0.280684	3216.42	369	431.422873	37379.293
	B-C	462.6	B	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
	C-D	462.6	C	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
	D-E	1023.9	D	5422.31	0.37766192	0.369128	3216.42	369	567.365291	
	E-F	462.6	E	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
		462.6	F	5422.31	0.08531419	0.280684	3216.42	369	431.422873	

152691.33

Tableau4 :Rigidités des portiques dans le sens Y-Y

Niv	Trv	Kptr (cm3)	Pot	Kpot (cm3)	K'	aji	E(kN/cm2)	hc(cm3)	rjx (kN/cm)	Rjx = \square rjx (kN/cm)
9 au 14	1_2	436.01	1	704.07	0.61927081	0.236429	3216.42	303	69.9817486	30787.4122
	2_3	436.01	2	704.07	1.23854162	0.382438	3216.42	303	113.199812	
	3_4	902.23	3	704.07	1.9007201	0.487274	3216.42	303	144.230783	
	4_5	436.01	4	704.07	1.9007201	0.487274	3216.42	303	144.230783	
	5_6	436.01	5	704.07	1.23854162	0.382438	3216.42	303	113.199812	
	6_7	436.01	6	704.07	1.23854162	0.382438	3216.42	303	113.199812	
		436.01	7	704.07	0.61927081	0.236429	3216.42	303	69.9817486	
8	1_2	440.22	1	1118.56	0.39355958	0.164424	3216.42	305.5	76.0601362	10270.9554
	2_3	440.22	2	1118.56	0.78711915	0.282413	3216.42	305.5	130.639888	
	3_4	920.5	3	1118.56	1.21649263	0.378205	3216.42	305.5	174.951543	
	4_5	440.22	4	1118.56	1.21649263	0.378205	3216.42	305.5	174.951543	
	5_6	440.22	5	1118.56	0.78711915	0.282413	3216.42	305.5	130.639888	
	6_7	440.22	6	1118.56	0.78711915	0.282413	3216.42	305.5	130.639888	
		440.22	7	1118.56	0.39355958	0.164424	3216.42	305.5	76.0601362	
6ET7	1_2	444.51	1	1691.02	0.26286502	0.116165	3216.42	308	79.9236767	17083.6650
	2_3	444.51	2	1691.02	0.52573003	0.20815	3216.42	308	143.211261	
	3_4	939.43	3	1691.02	0.81840546	0.290379	3216.42	308	199.786601	
	4_5	444.51	4	1691.02	0.81840546	0.290379	3216.42	308	199.786601	
	5_6	444.51	5	1691.02	0.52573003	0.20815	3216.42	308	143.211261	
	6_7	444.51	6	1691.02	0.52573003	0.20815	3216.42	308	143.211261	
		444.51	7	1691.02	0.26286502	0.116165	3216.42	308	79.9236767	
4 ET 5	1_2	448.9	1	2475.82	0.18131367	0.083121	3216.42	310.5	82.3876805	18339.8897
	2_3	448.9	2	2475.82	0.36262733	0.153485	3216.42	310.5	152.130106	
	3_4	959.21	3	2475.82	0.5687449	0.22141	3216.42	310.5	219.455463	
	4_5	448.9	4	2475.82	0.5687449	0.22141	3216.42	310.5	219.455463	
	5_6	448.9	5	2475.82	0.36262733	0.153485	3216.42	310.5	152.130106	
	6_7	448.9	6	2475.82	0.36262733	0.153485	3216.42	310.5	152.130106	
		448.9	7	2475.82	0.18131367	0.083121	3216.42	310.5	82.3876805	
2 ET 3	1_2	453.4	1	3450.48	0.13140201	0.061651	3216.42	313	83.8072268	19204.3040
	2_3	453.4	2	3450.48	0.26280402	0.116141	3216.42	313	157.88101	
	3_4	979.84	3	3450.48	0.41537409	0.171971	3216.42	313	233.775956	

Etude du contreventement

	4_5	453.4	4	3450.48	0.41537409	0.171971	3216.42	313	233.775956	
	5_6	453.4	5	3450.48	0.26280402	0.116141	3216.42	313	157.88101	
	6_7	453.4	6	3450.48	0.26280402	0.116141	3216.42	313	157.88101	
		453.4	7	3450.48	0.13140201	0.061651	3216.42	313	83.8072268	
RDC ET 1	1_2	457.9	1	4714.9	0.09711765	0.04631	3216.42	315.5	84.6648457	19845.3359
	2_3	457.9	2	4714.9	0.1942353	0.088521	3216.42	315.5	161.835098	
	3_4	1001.4	3	4714.9	0.30950815	0.134015	3216.42	315.5	245.008051	
	4_5	457.9	4	4714.9	0.30950815	0.134015	3216.42	315.5	245.008051	
	5_6	457.9	5	4714.9	0.1942353	0.088521	3216.42	315.5	161.835098	
	6_7	457.9	6	4714.9	0.1942353	0.088521	3216.42	315.5	161.835098	
		457.9	7	4714.9	0.09711765	0.04631	3216.42	315.5	84.6648457	
SOUS SOL	1_2	462.6	1	5422.31	0.08531419	0.280684	3216.42	369	431.422873	37418.6590
	2_3	462.6	2	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
	3_4	1023.9	3	5422.31	0.27414515	0.340411	3216.42	369	523.226616	
	4_5	462.6	4	5422.31	0.27414515	0.340411	3216.42	369	523.226616	
	5_6	462.6	5	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
	6_7	462.6	6	5422.31	0.17062839	0.308956	3216.42	369	474.878016	
		462.6	7	5422.31	0.08531419	0.280684	3216.42	369	431.422873	

152950.221

Calcul des rigidités des voiles :

Caractéristiques géométriques des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles 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.

2. Rigidités des refends (voiles) :

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_e^3}$$

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_e^3}$$

Avec

I_x et I_y : inertie des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

H : hauteur

d'étage.

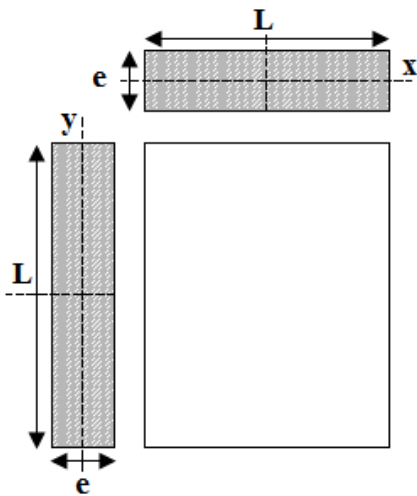


Figure 1 : coupe des voiles en plan.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableau ci-dessous :

Tableau 5 :Rigidités des voiles longitudinaux (dans le sens X-X)

Niveaux	Voiles	Ep(cm)	L(cm)	Inertie Iy (cm4)	E(kN/cm2)	he(cm)	rjx (kN/cm)	Rjx = $\sum rjx$ (kN/cm)
sous sol	V _L 1	20	400	133333333.3	3216.42	374	98373.45621	1382884.861
	V _L 2	20	540	328050000	3216.42	374	242035.5923	
	V _L 3	20	400	133333333.3	3216.42	374	98373.45621	
	V _L 4	20	400	133333333.3	3216.42	374	98373.45621	
	V _L 5	20	240	28800000	3216.42	374	21248.66654	
	V _L 6	20	540	328050000	3216.42	374	242035.5923	
	V _L 7	20	540	328050000	3216.42	374	242035.5923	
	V _L 8	20	400	133333333.3	3216.42	374	98373.45621	
	V _L 9	20	540	328050000	3216.42	374	242035.5923	
RDC - 12	V _L 1	20	400	133333333.3	3216.42	323	152716.2213	2146808.281
	V _L 2	20	540	328050000	3216.42	323	375739.1729	
	V _L 3	20	400	133333333.3	3216.42	323	152716.2213	
	V _L 4	20	400	133333333.3	3216.42	323	152716.2213	
	V _L 5	20	240	28800000	3216.42	323	32986.7038	
	V _L 6	20	540	328050000	3216.42	323	375739.1729	
	V _L 7	20	540	328050000	3216.42	323	375739.1729	
	V _L 8	20	400	133333333.3	3216.42	323	152716.2213	
	V _L 9	20	540	328050000	3216.42	323	375739.1729	

Tableau 6 : Rigidités des voiles trasversaux (dans le sens Y-Y)

Niveaux	Voiles	Ep(cm)	L(cm)	Inertie Iy (cm4)	E(kN/cm2)	he(cm)	rjx (kN/cm)	Rjx = \square rjx (kN/cm)
sous sol	Vt1	20	300	56250000	3216.42	374	41501.30184	544320.3153
	Vt 2	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 3	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 4	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 5	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 6	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 7	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 8	20	350	89322916.67	3216.42	374	65902.53024	
	Vt 9	20	300	56250000	3216.42	374	41501.30184	
RDC-12	Vt ₁	20	300	56250000	3216.42	323	64427.15585	845009.8728
	Vt ₂	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt ₃	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt ₄	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt ₅	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt6	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt7	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt8	20	350	89322916.67	3216.42	323	102307.9373	
	Vt9	20	300	56250000	3216.42	323	64427.15585	

comparaison des rigidités :

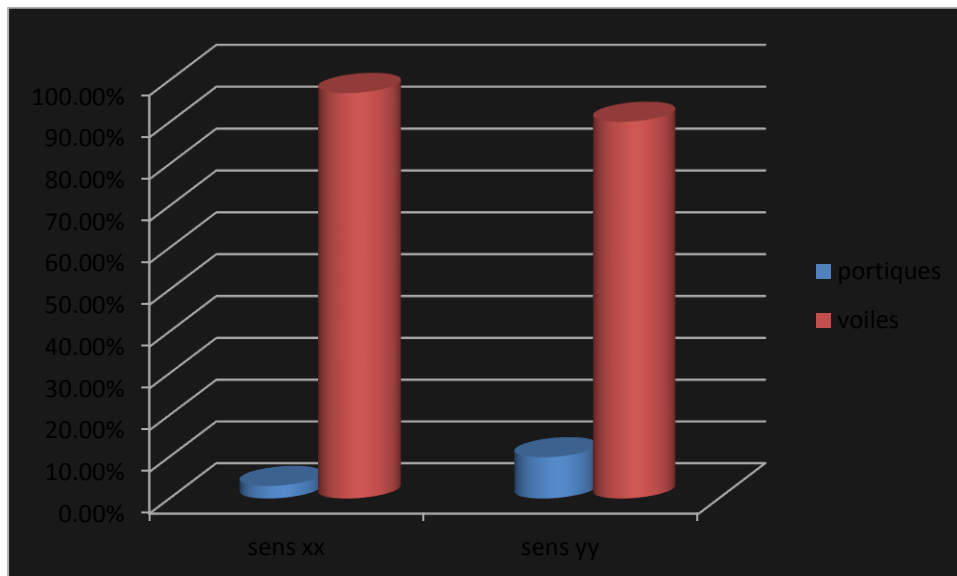
Tableau 7 : Comparaison des rigidités des voiles et celle des portiques :

Sens X-X :

	<i>Rigidités(kn /cm)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	152691.3	3.02 %
<i>Voiles</i>	3529693.14	96.98%
<i>Voiles + Portiques</i>	5056604.5	100 %

Sens Y-Y :

	<i>Rigidités(kn/cm)</i>	<i>Pourcentage %</i>
<i>Portiques</i>	152950.22	9.9%
<i>Voiles</i>	1389330.2	90.1 %
<i>Voiles + Portiques</i>	1542280.42	100 %



Comparaison des rigidités des voiles et des portiques

Remarque :

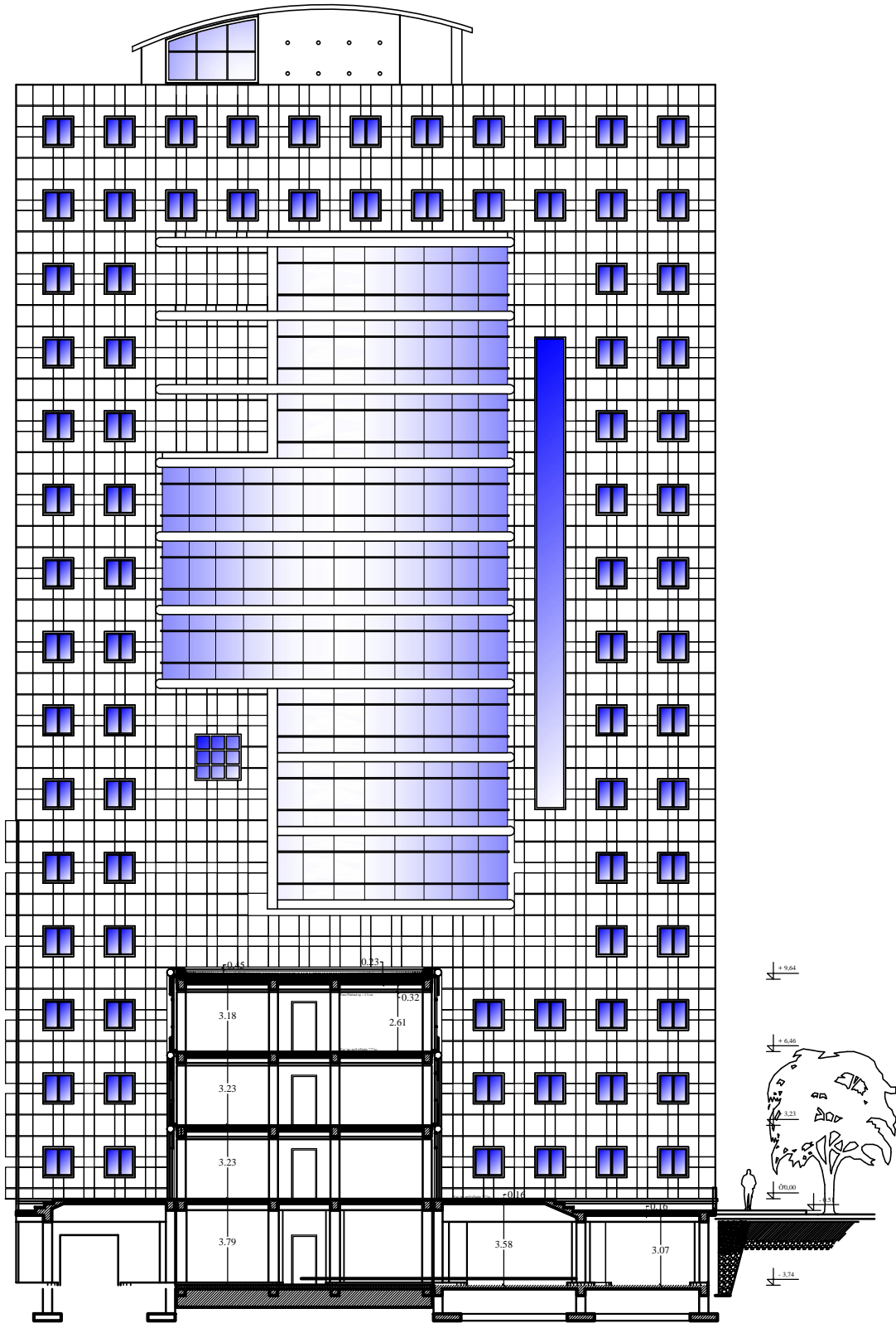
En comparant les résultats, nous remarquons que les rigidités des voiles sont plus importantes que celle des portiques dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

CONCLUSION :

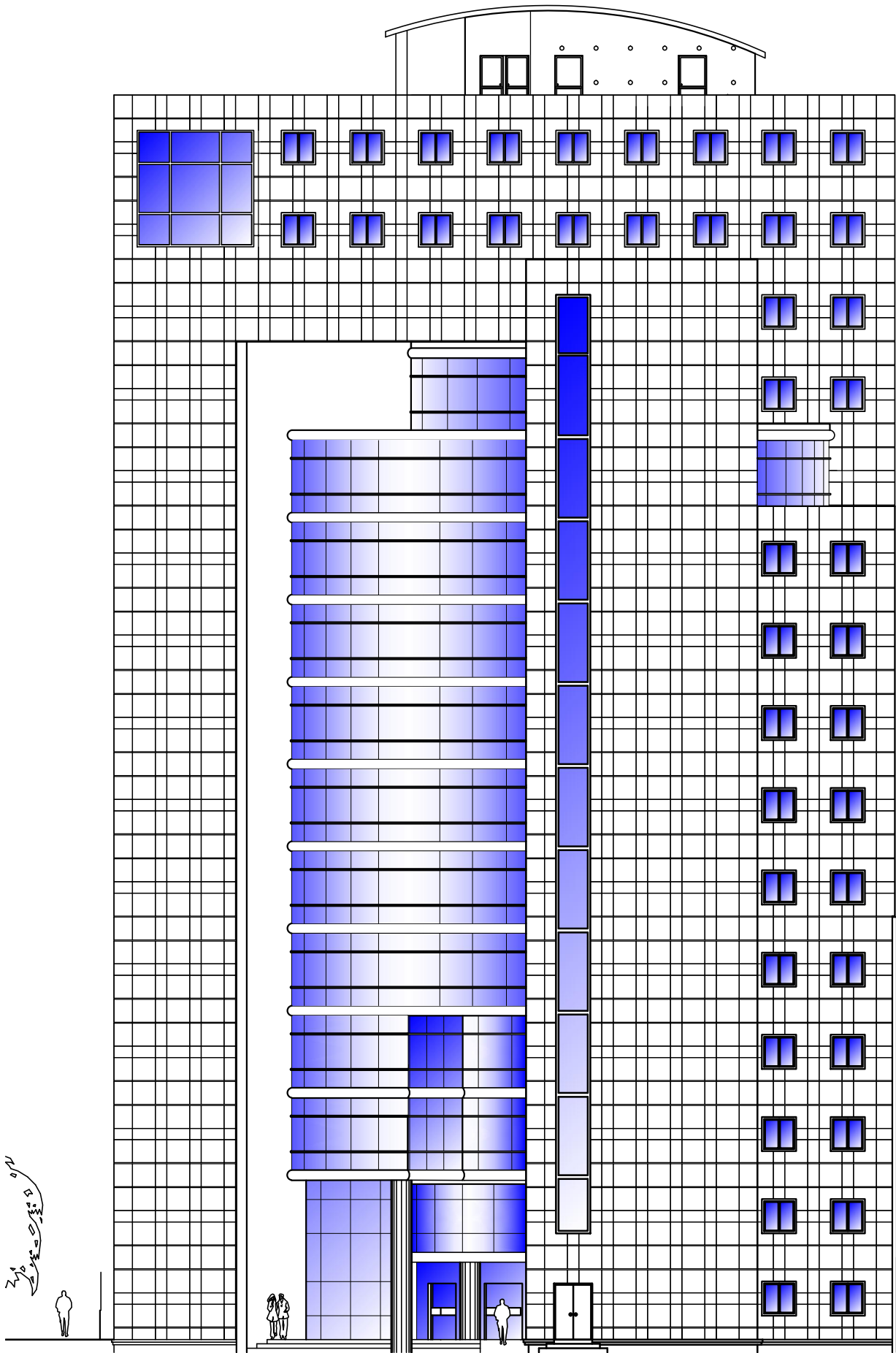
En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, et d'après le (RPA Art 3.4) notre système de contreventement est de type **4.b** *Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé*. Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales .

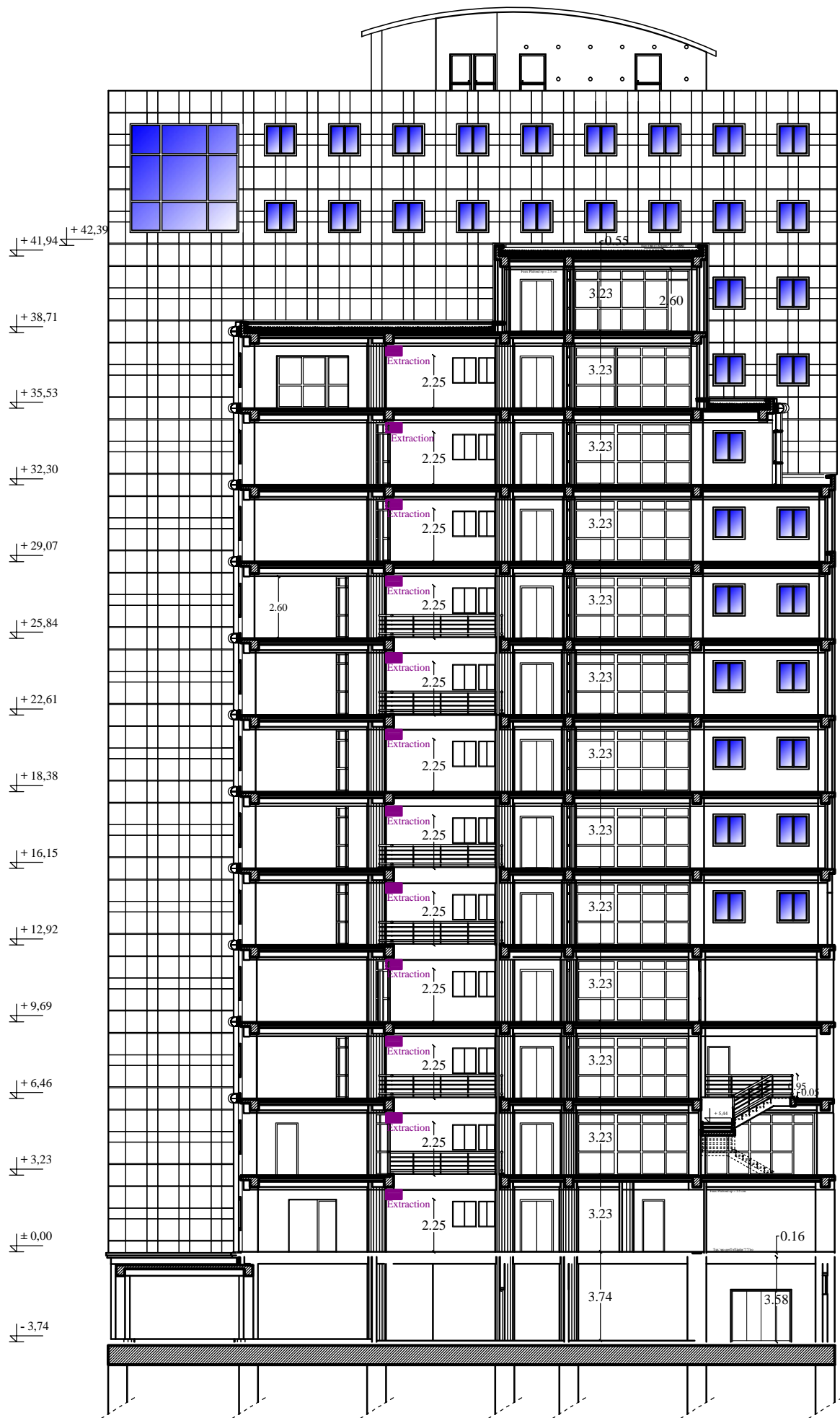
On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, **en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global**

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum

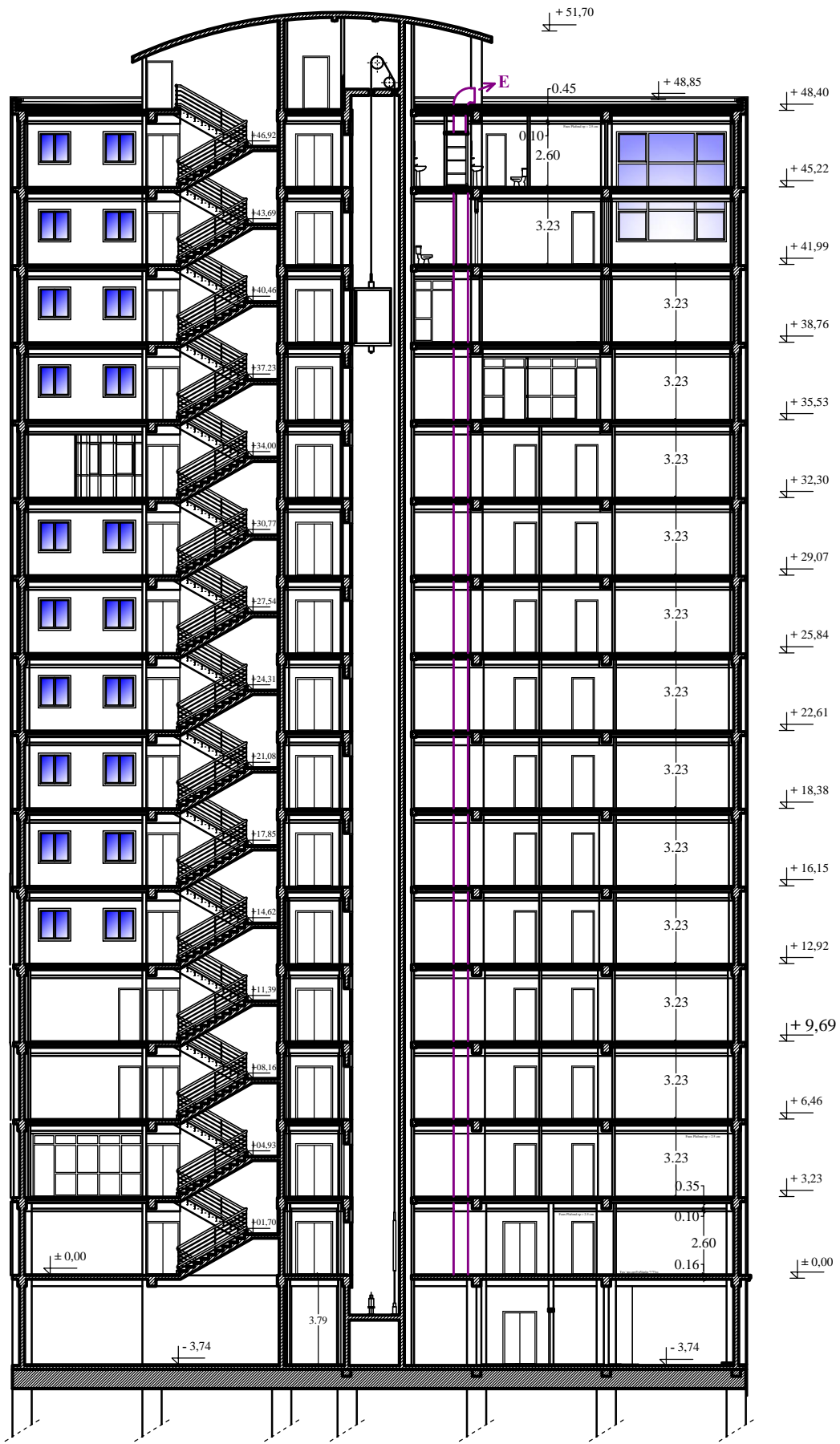


COUPE D-D BLOC C
 HC¥ CF G'NC VGT CNG'I C WEJ G
 BLOC A1 - A2



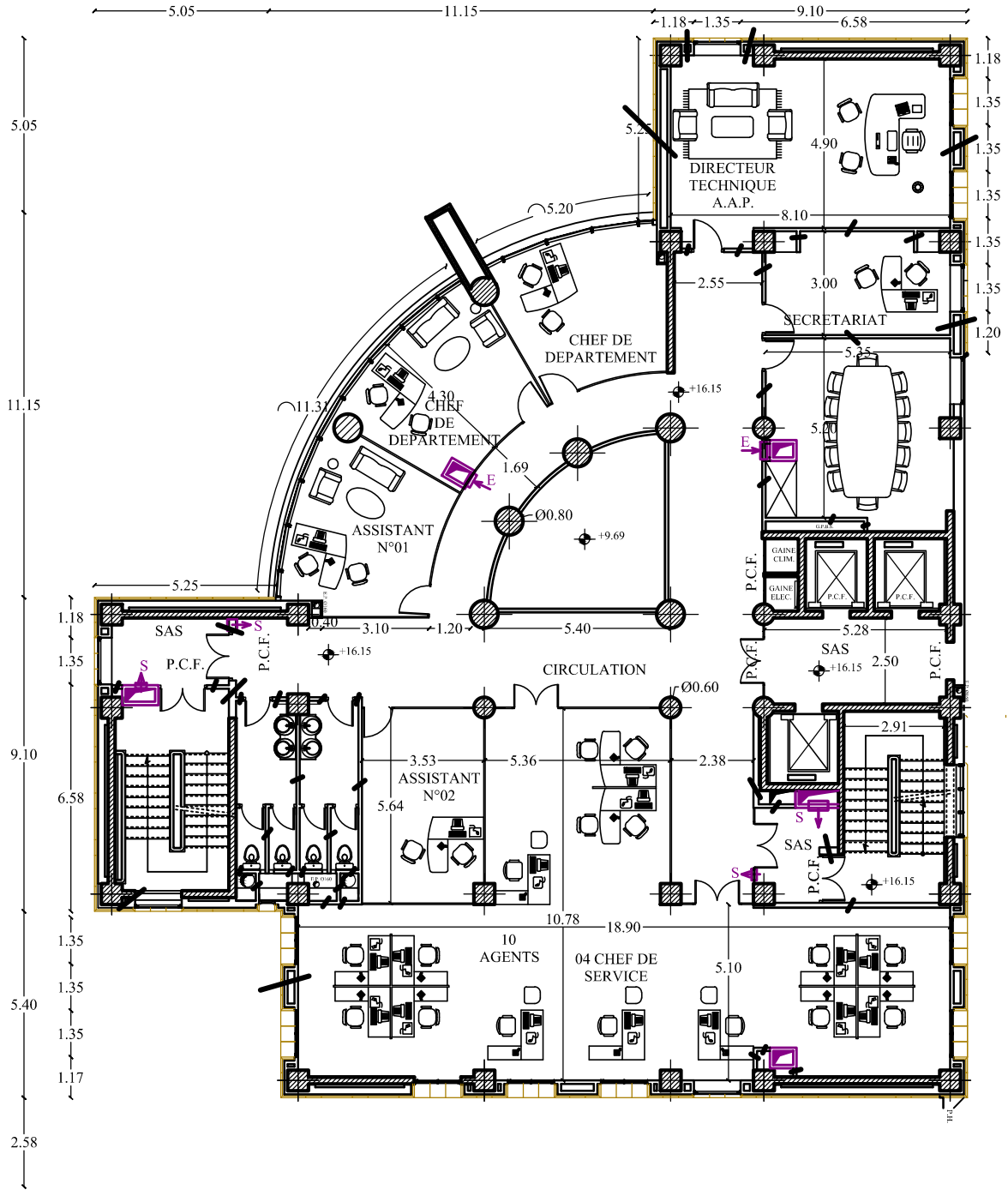


COUPE A - A BLOC A1 - A2

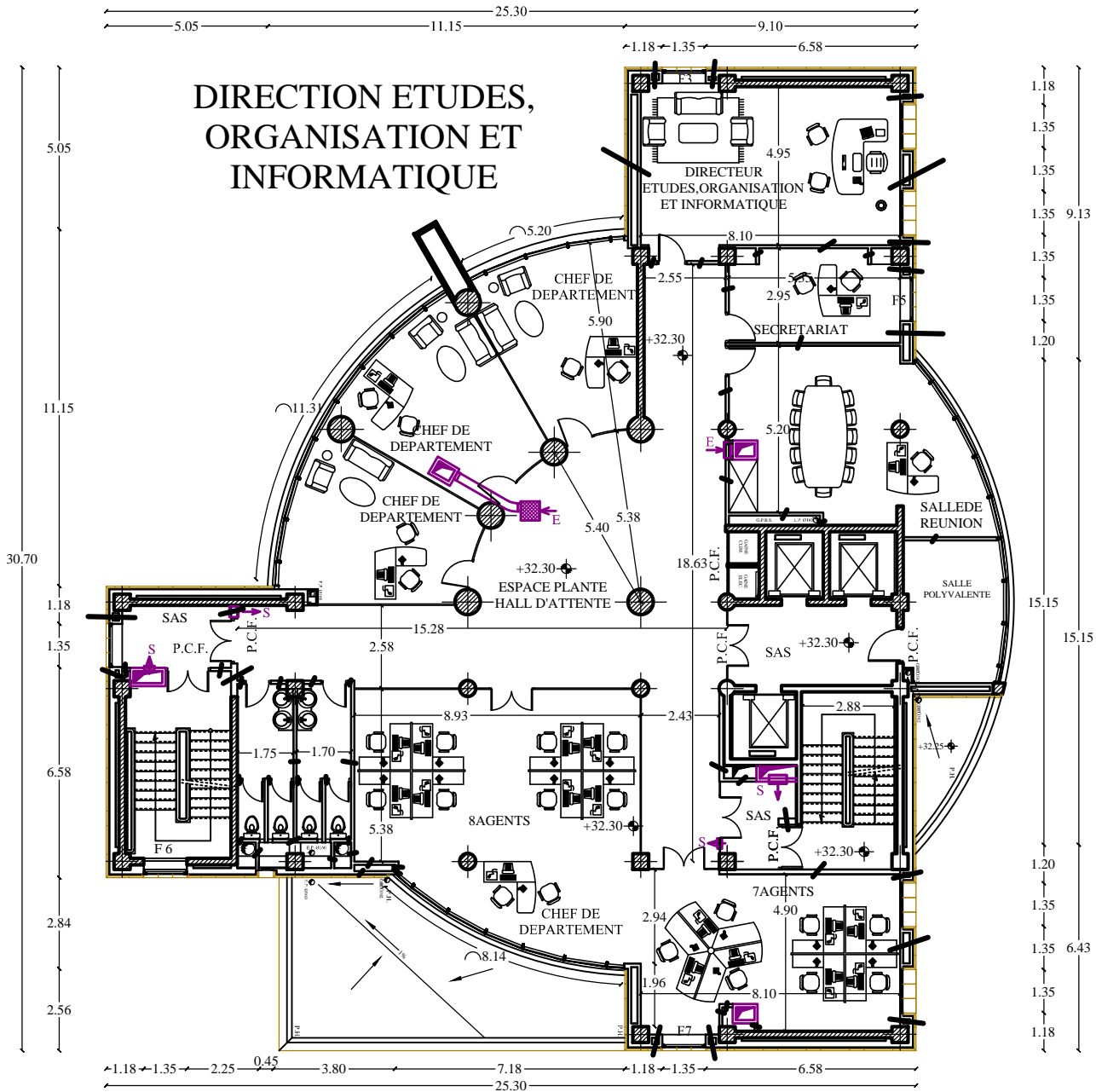


COUPE B - B BLOC A1 - A2

A   B



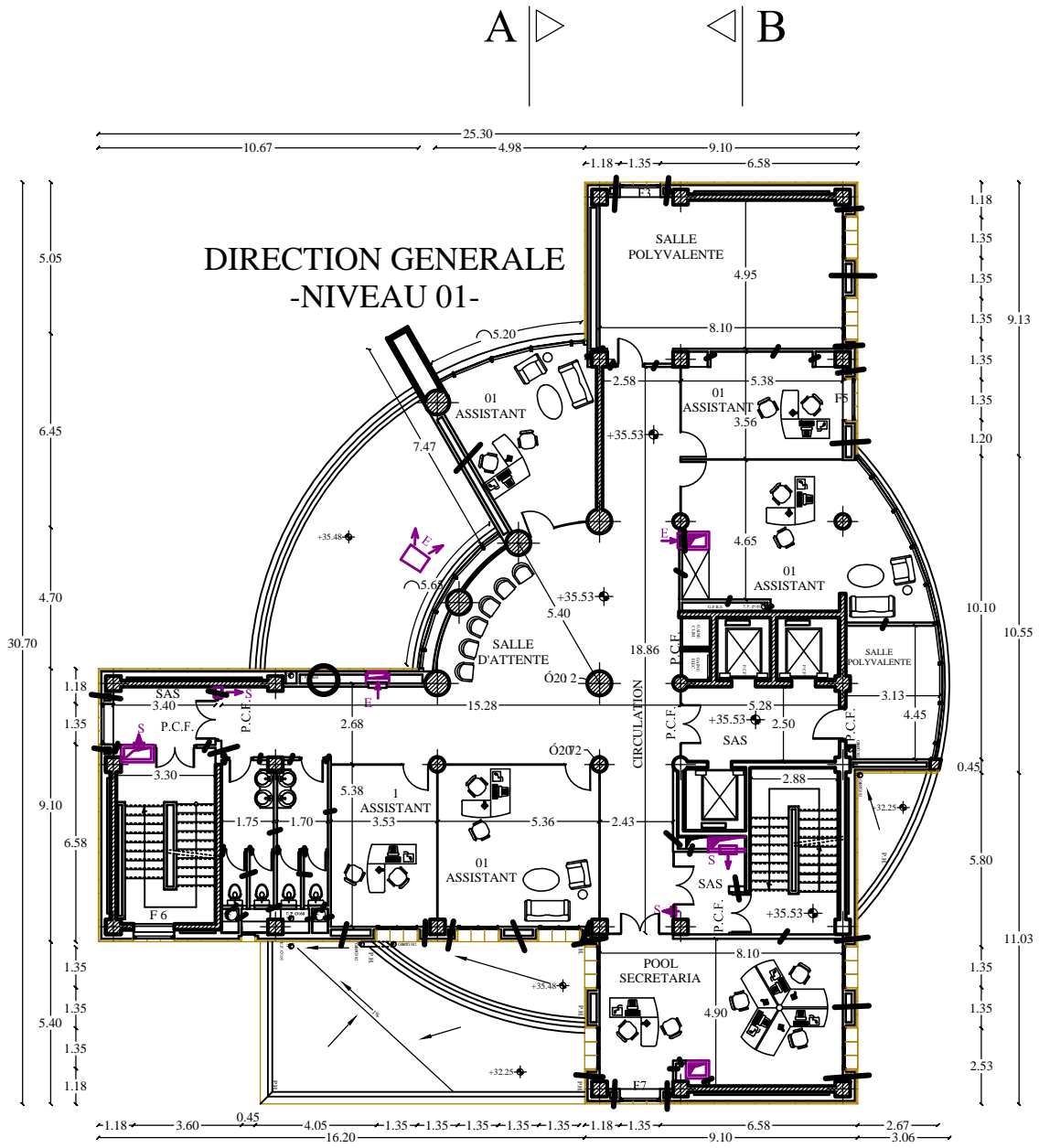
PLAN DU RDC 1er -2ème-3ème
ETAGE



DIRECTION ETUDES, ORGANISATION ET INFORMATIQUE

PLAN DU 10ème ETAGE



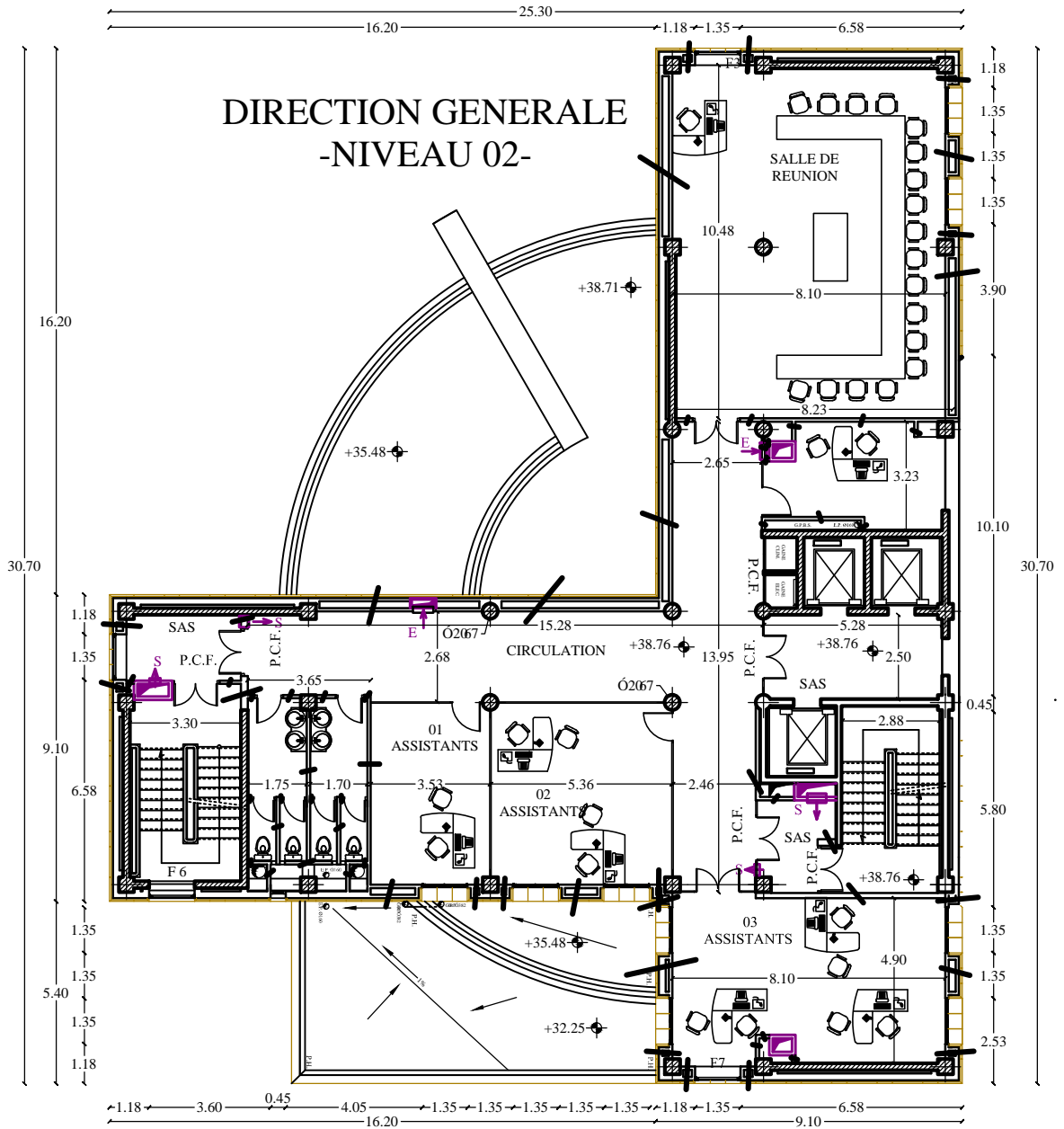


RNCP 'F W333 o g'GVCI G

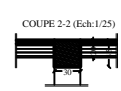
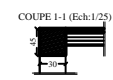
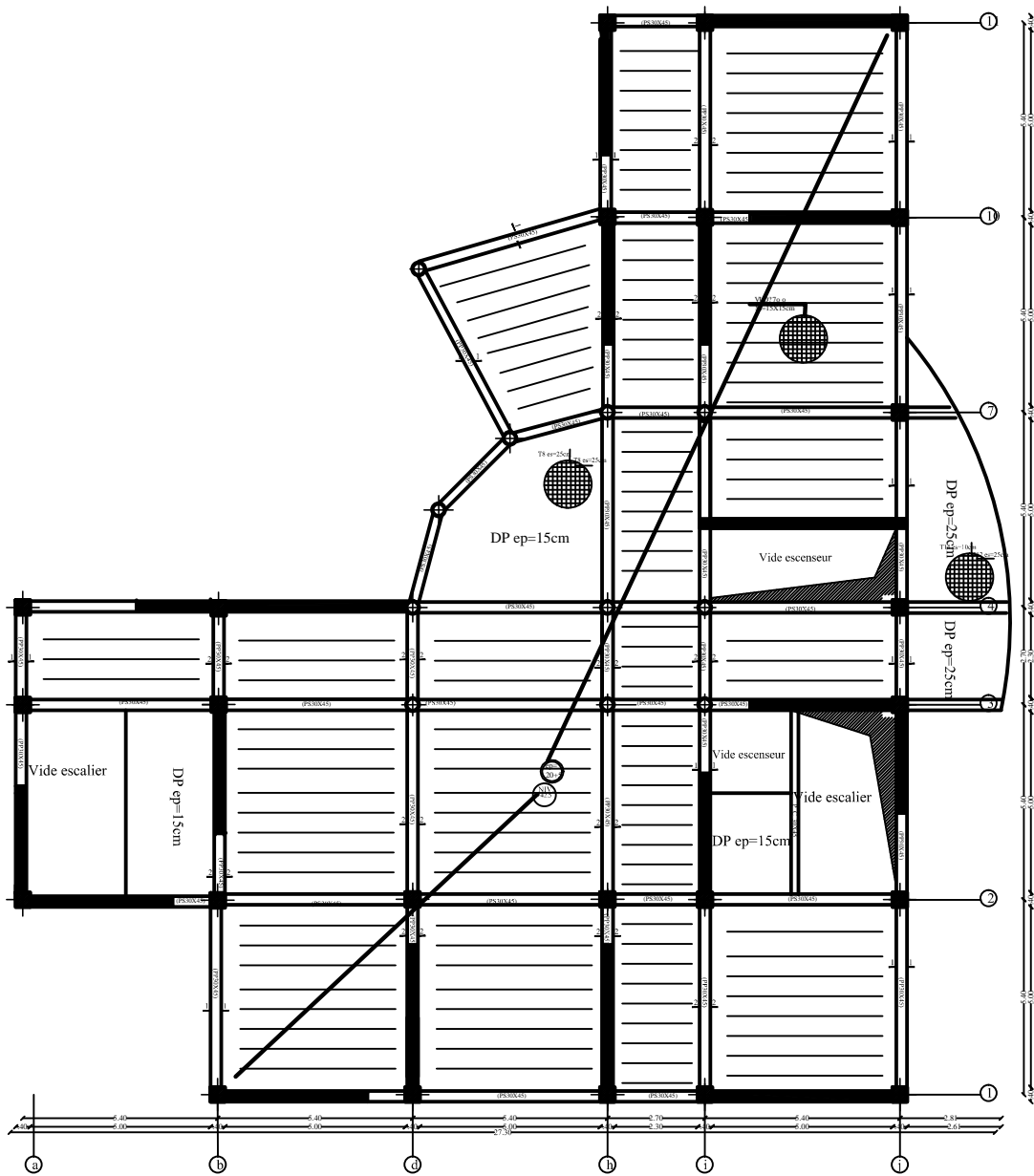


A ▷

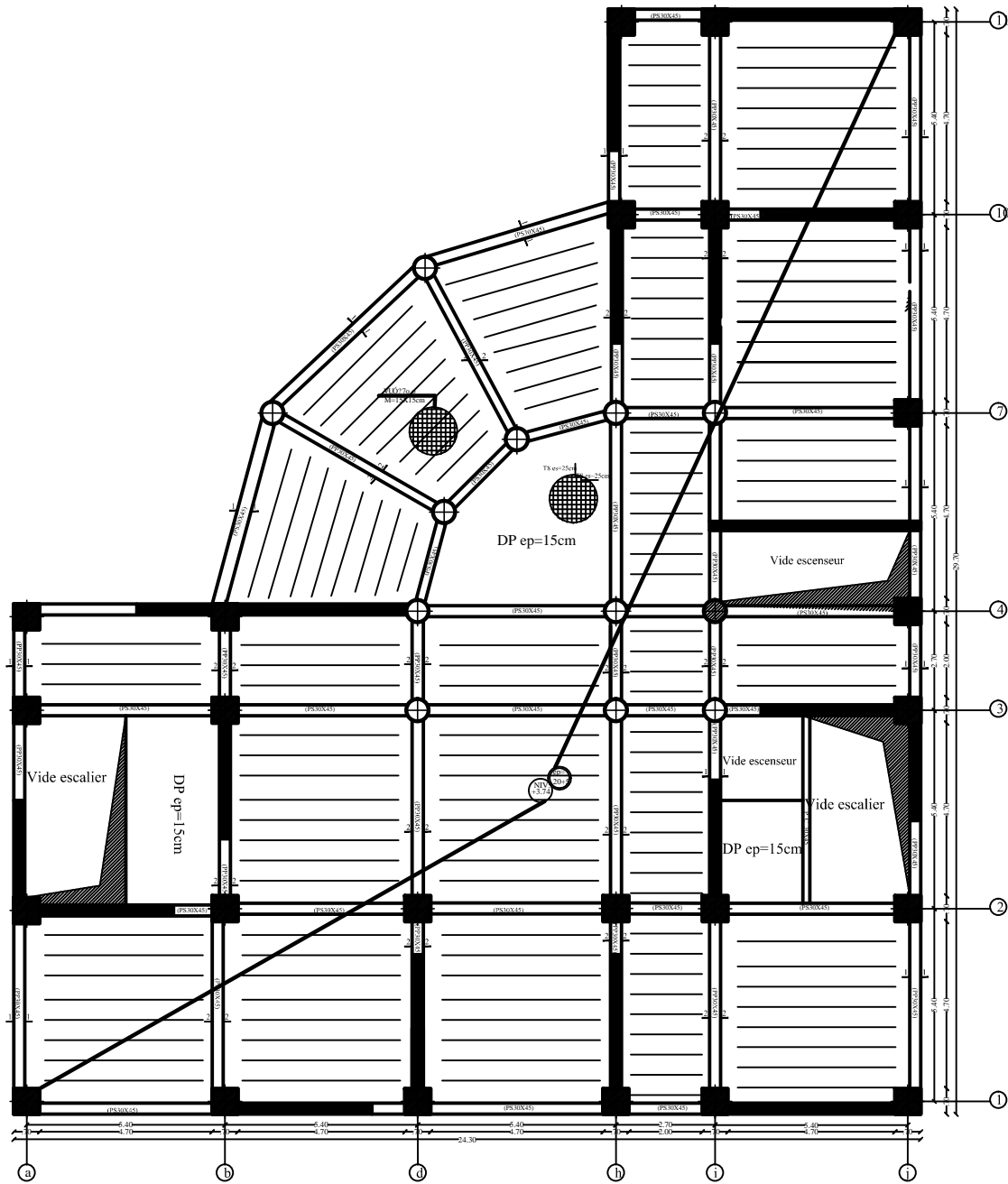
◁ B



RNCP 'F W34³ o g'GVCI G



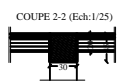
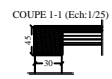
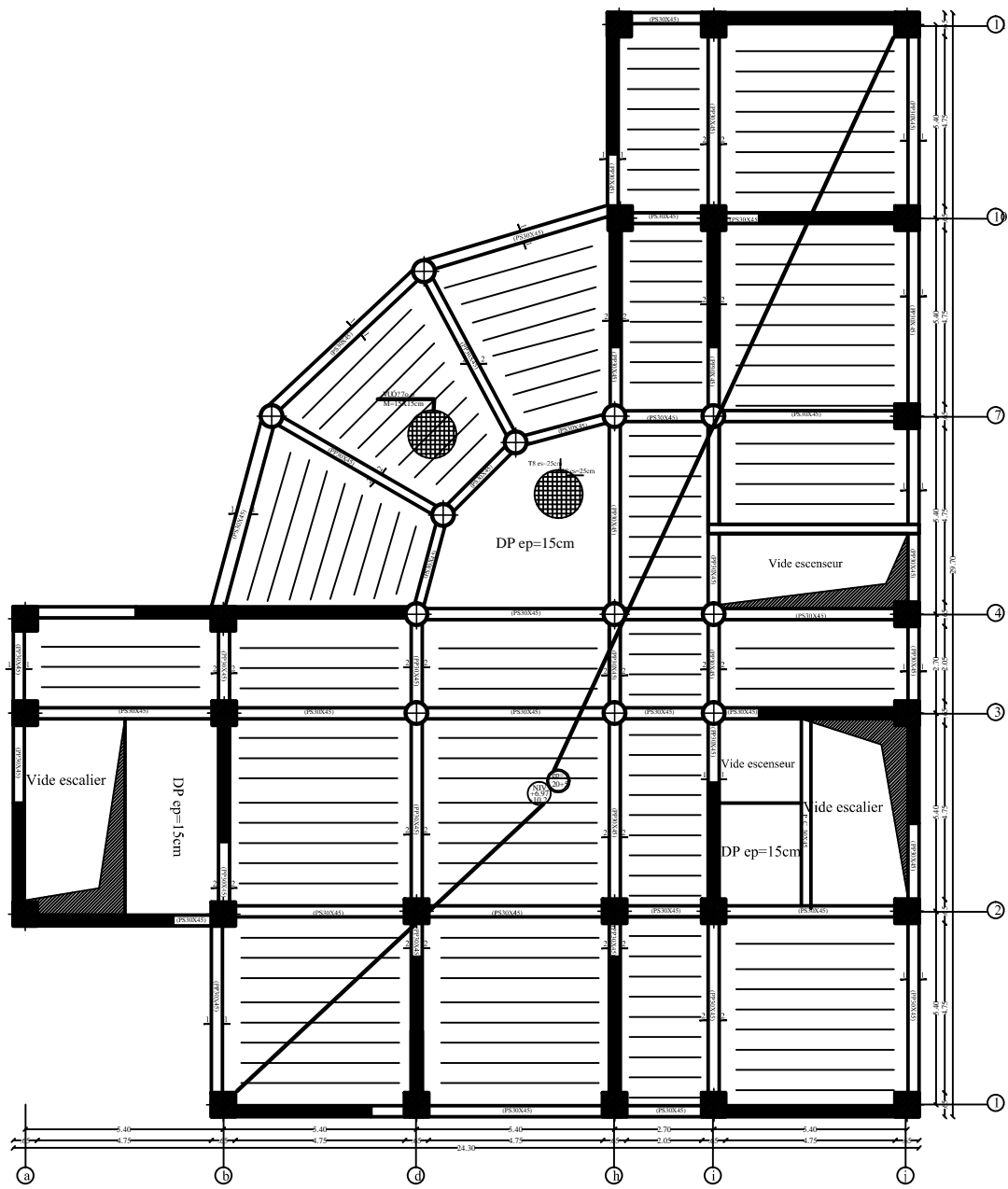
COFFRAGE PLANCHER NIV
+42.5(ECH : 1/50]



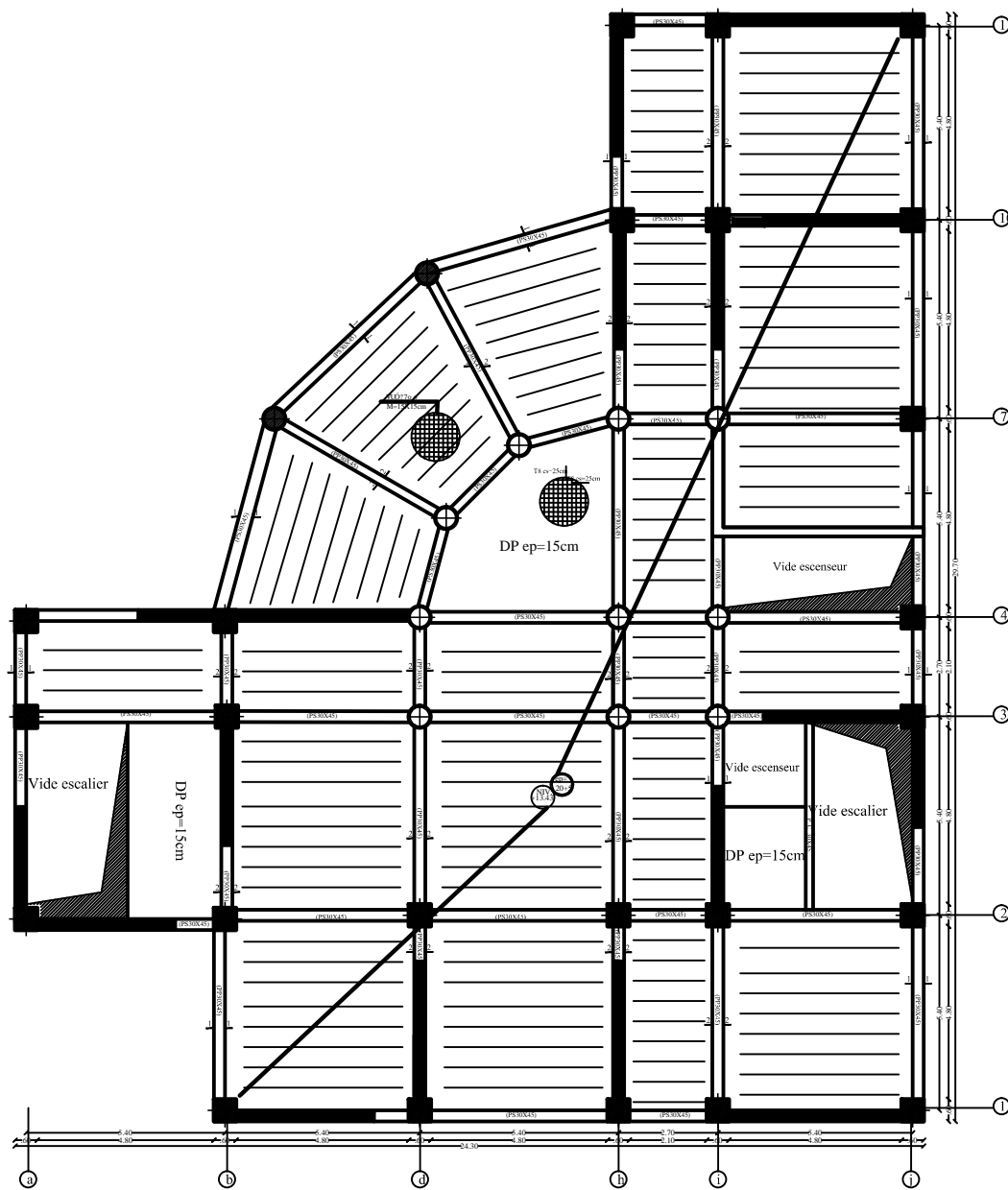
COUPE 1-1 (Ech:1/2)

COUPE 2-2 (Ech:1/25)

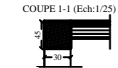
COFFRAGE PLANCHER NIV
+3.74 [ECH : 1/50]



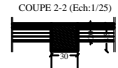
COFFRAGE PLANCHER NIV
+6.97, +10.2 [ECH : 1/50]



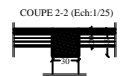
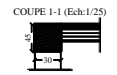
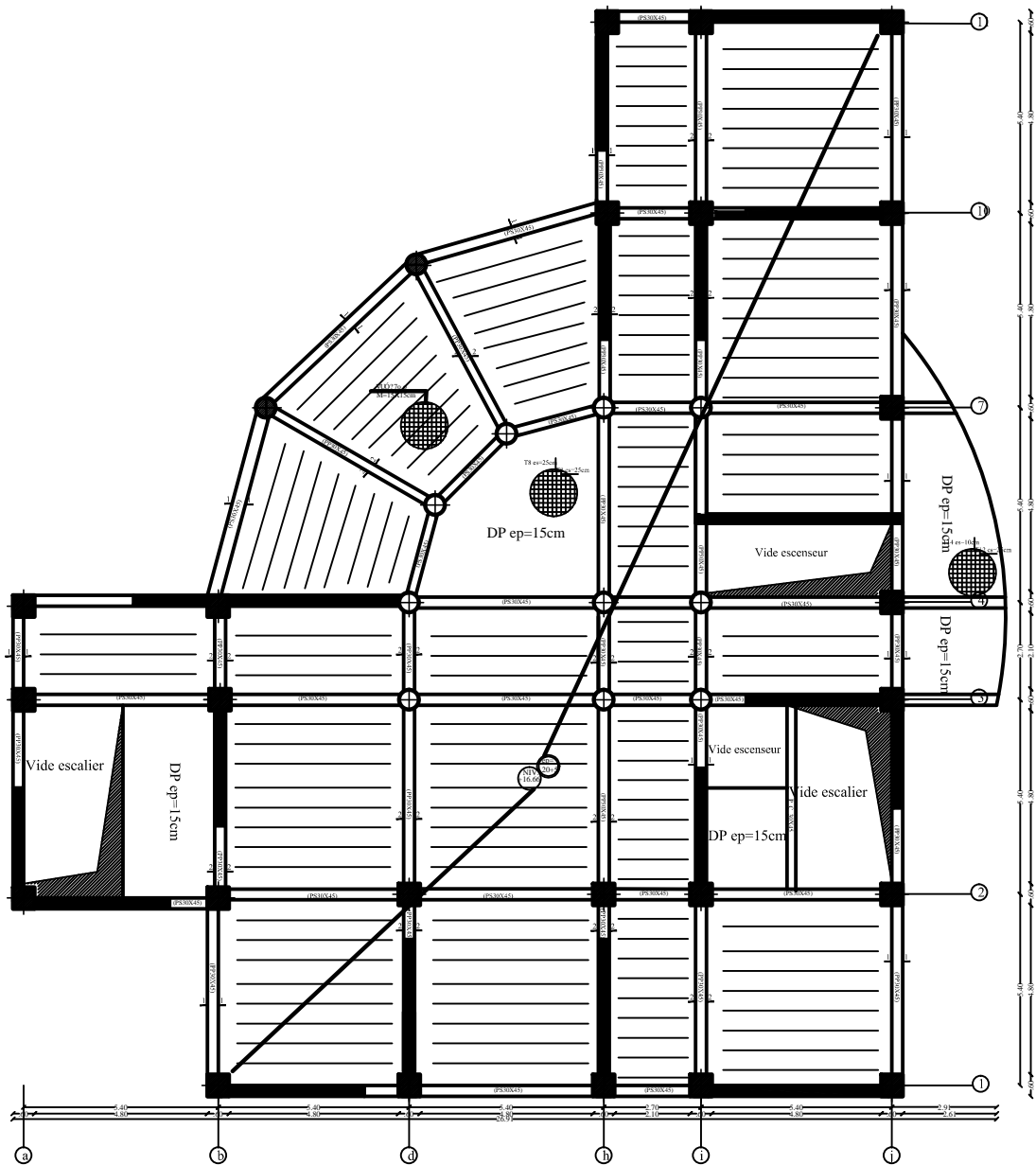
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



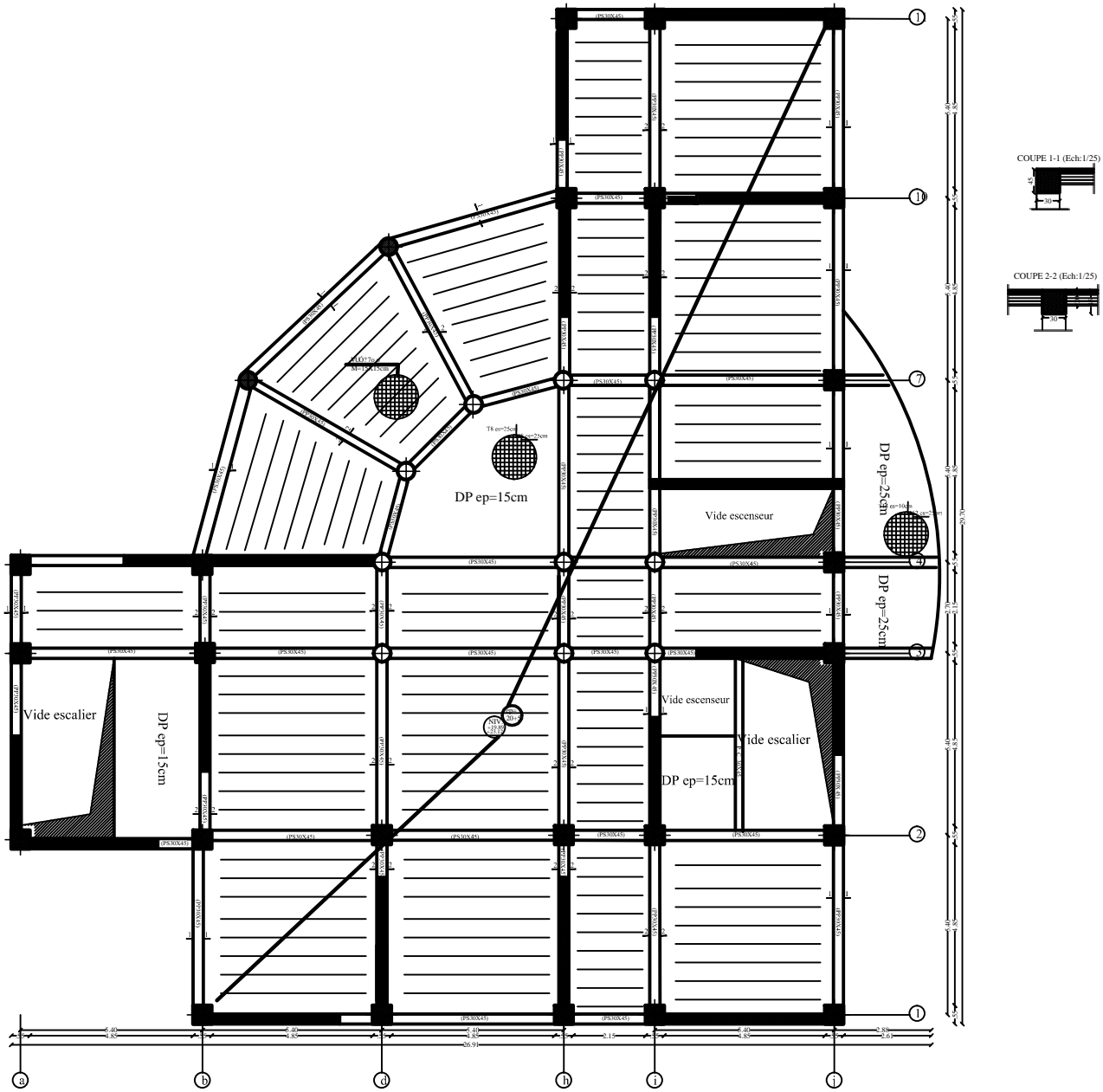
COUPE 2-2 (Ech:1/25)



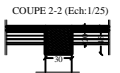
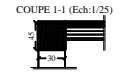
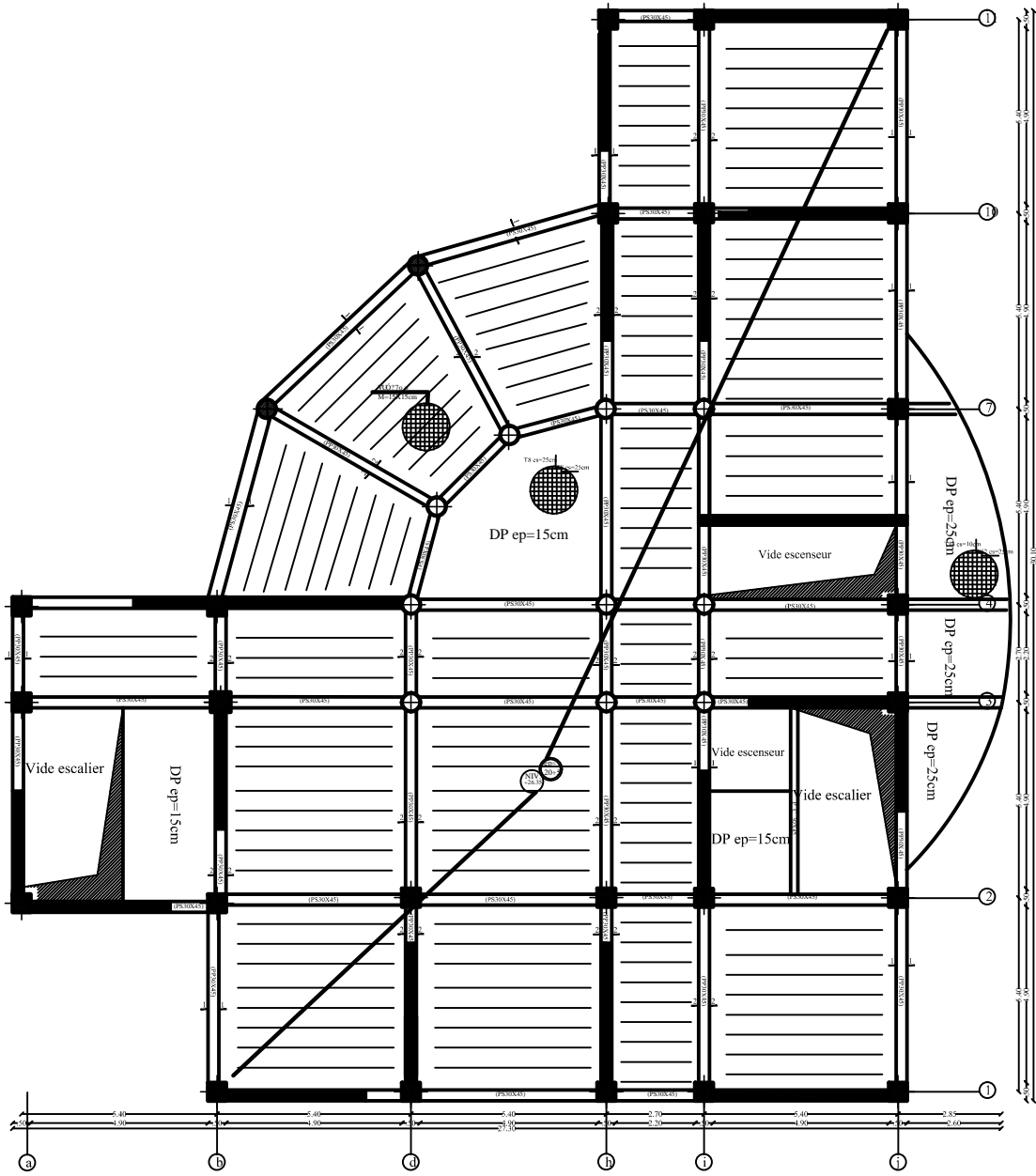
COFFRAGE PLANCHER NIV
+13.43 [ECH : 1/50]



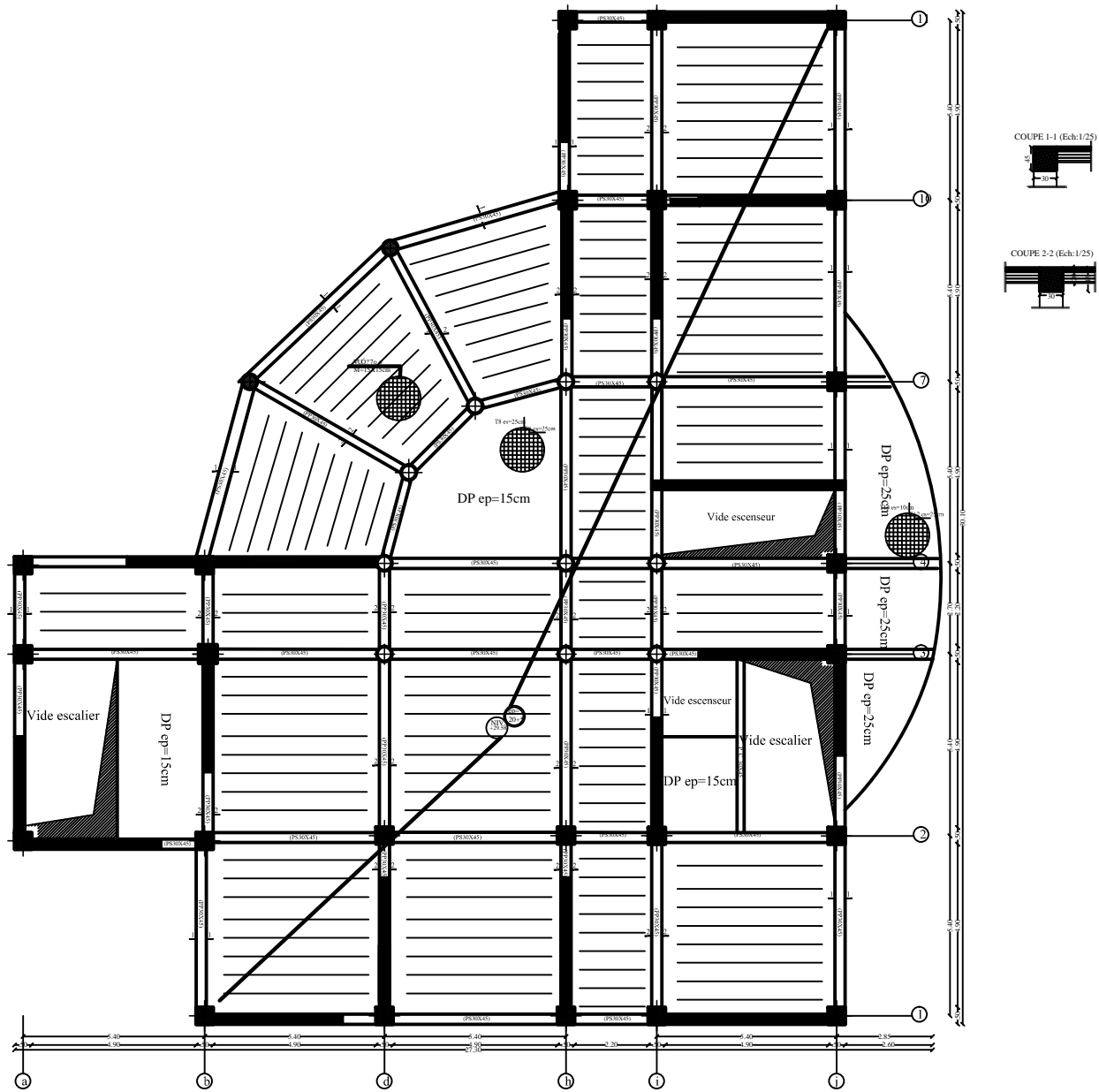
COFFRAGE PLANCHER NIV
 +16.66 | ECH : 1/50 |



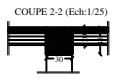
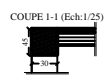
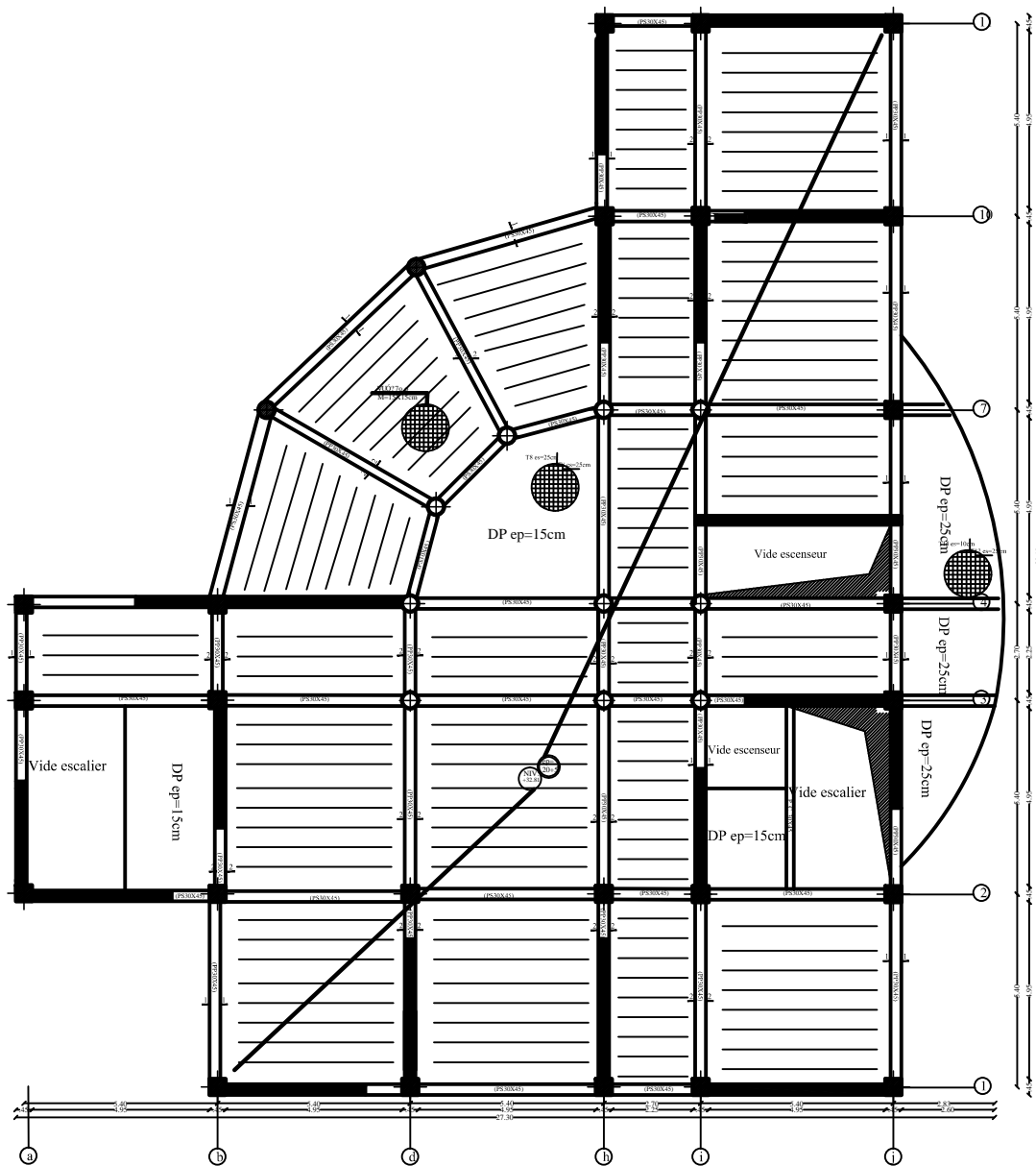
COFFRAGE PLANCHER NIV
+19.89,+23.12 [ECH : 1/50]



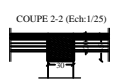
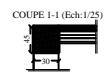
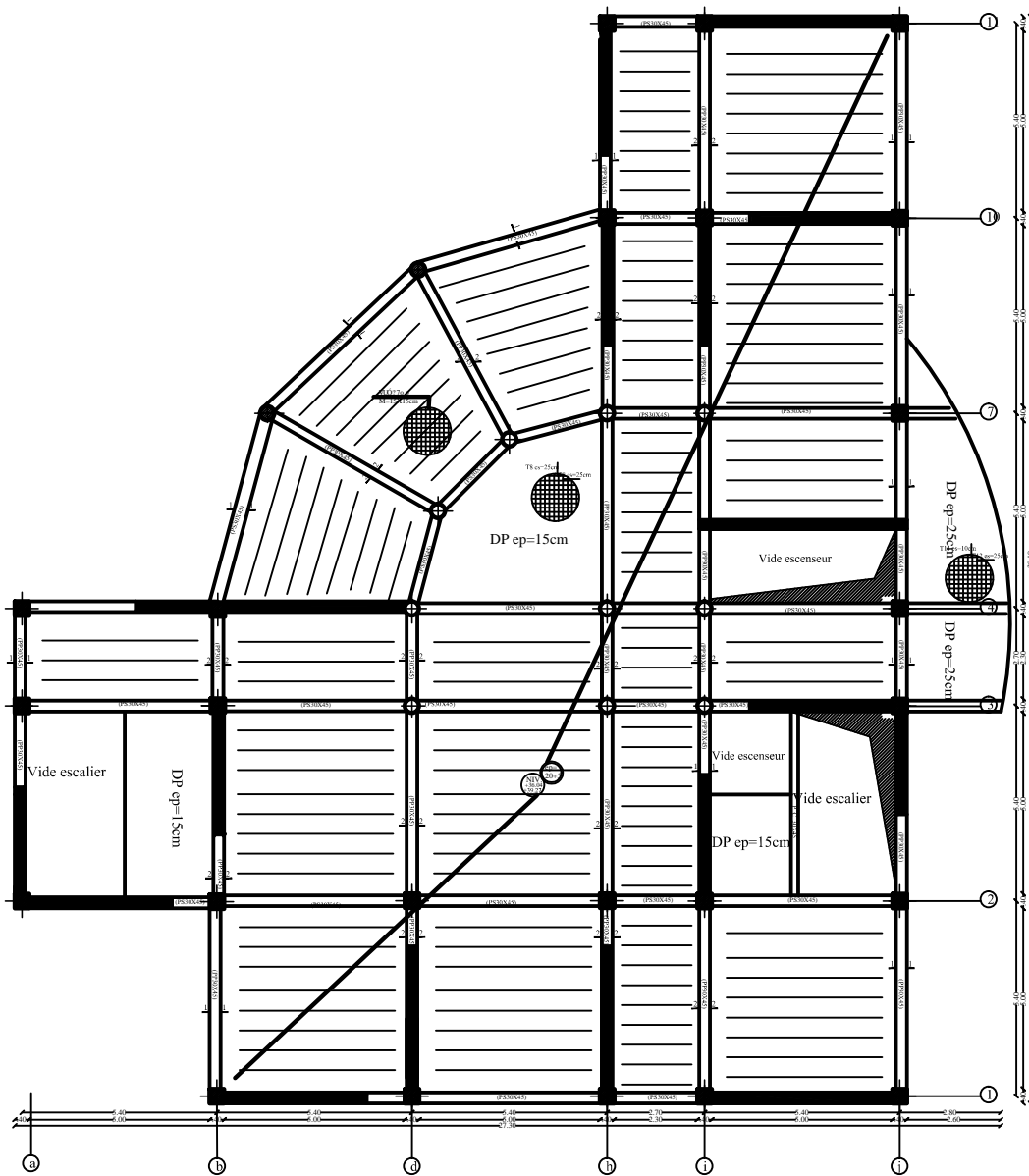
COFFRAGE PLANCHER NIV
+26.35 [ECH : 1/50]



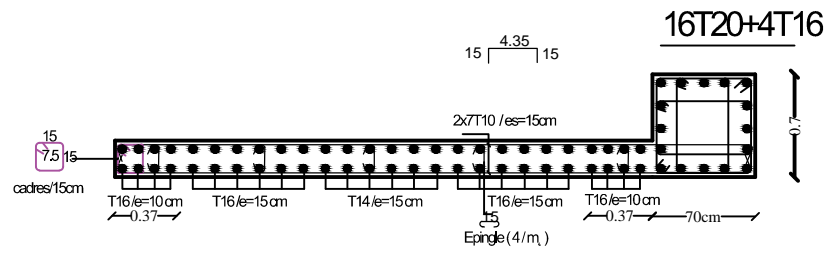
COFFRAGE PLANCHER NIV
+29.58 [ECH : 1/50]



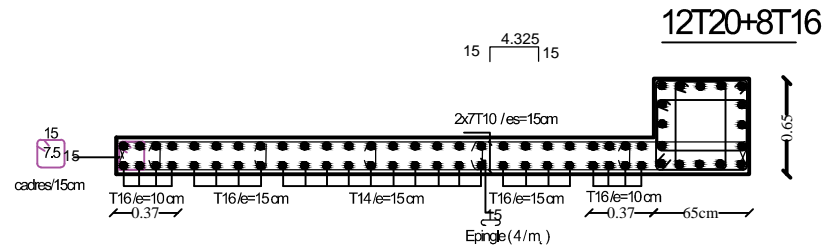
COFFRAGE PLANCHER NIV
+32.81 | ECH : 1/50 |



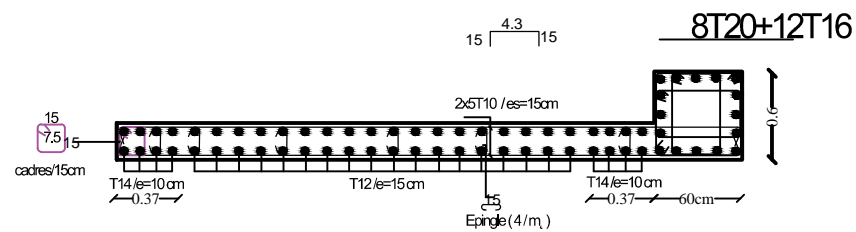
COFFRAGE PLANCHER NIV
 +36.04,+39.27 | ECH : 1/50 |



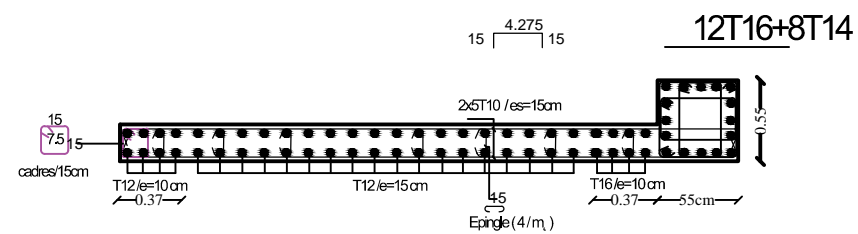
VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX -3.74



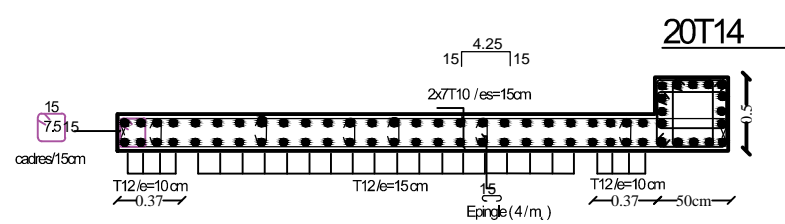
VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX +0.00,+3.23



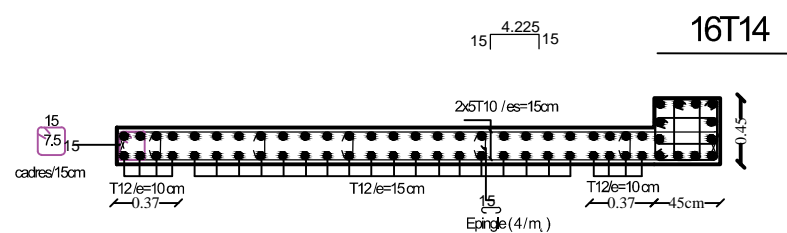
VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX +6.46,+9.69



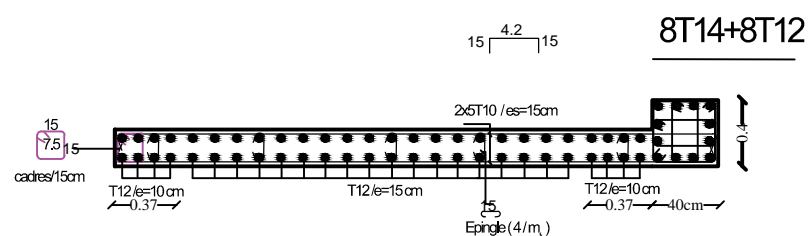
VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX +12.92,+16.15

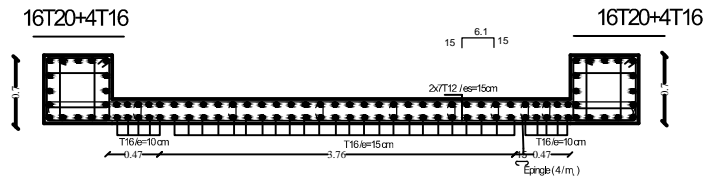


VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX +19.39,+22.61

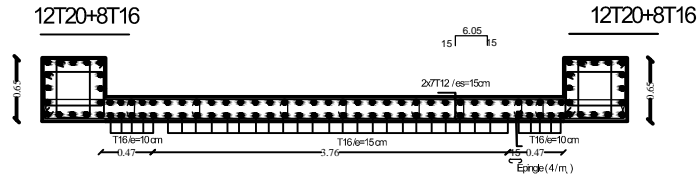


VOILES V L1.3.4.8 ETAGE NIVEAUX +25.84,+29.07

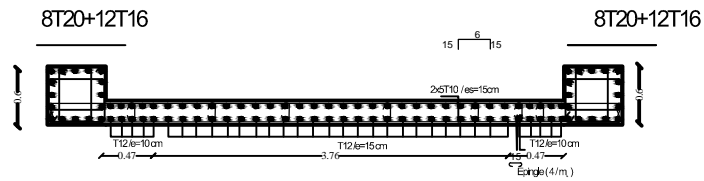




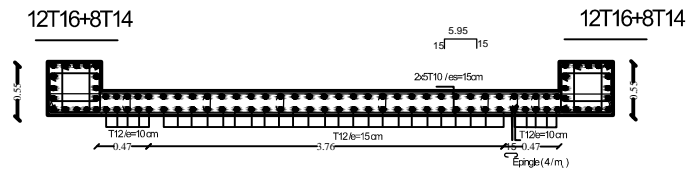
VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX -3.74



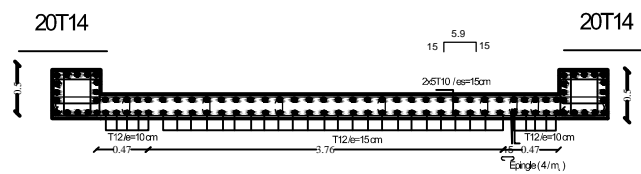
VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX +0.00,+3.23



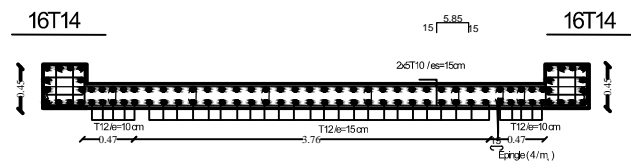
VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX +6.46,+9.69



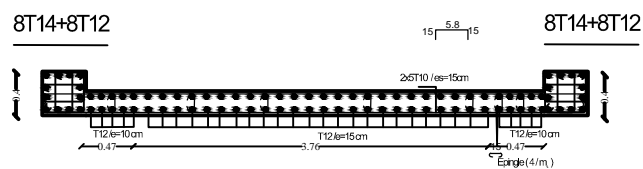
VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX +12.92,+16.15

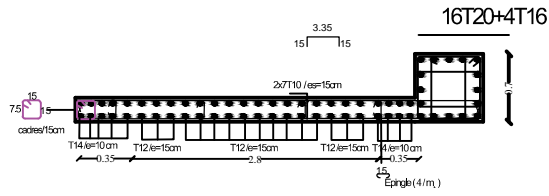


VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX +19.39,+22.61

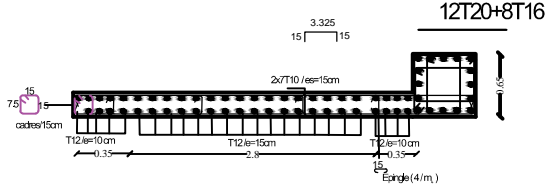


VOILES V L2.6.7.9 ETAGE NIVEAUX +25.84,+29.07

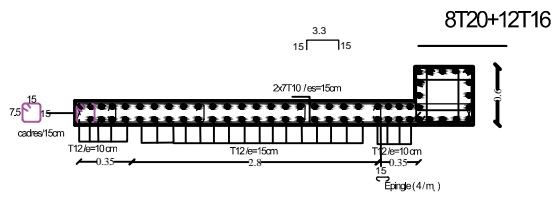




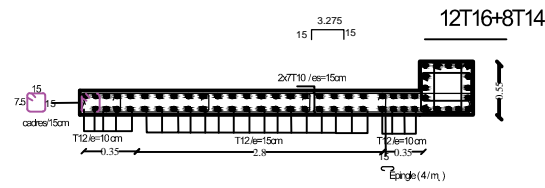
VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX -3.74



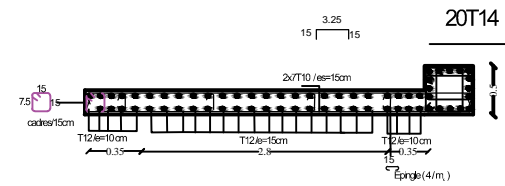
VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX +0.00,+3.23



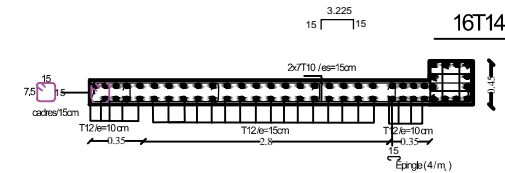
VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX +6.46,+9.69



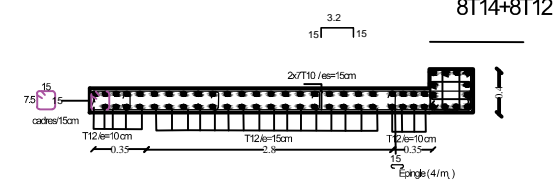
VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX +12.92,+16.15

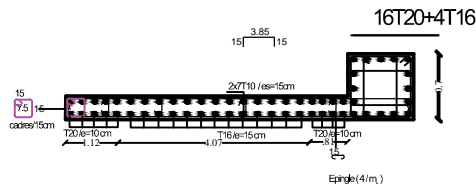


VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX +19.39,+22.61

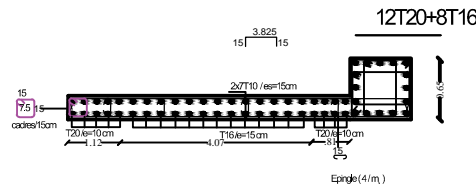


VOILES V T1 ETAGE NIVEAUX +25.84,+29.07

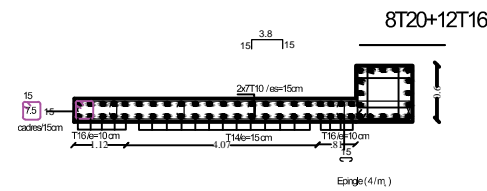




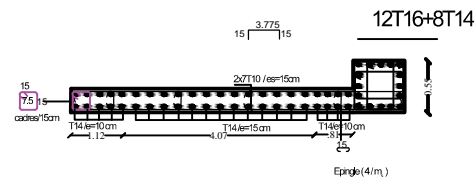
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX -3.74



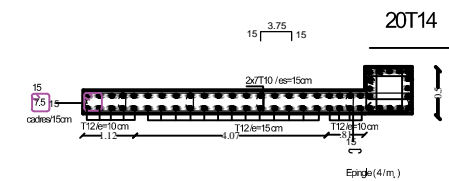
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX +0.00,+3.23



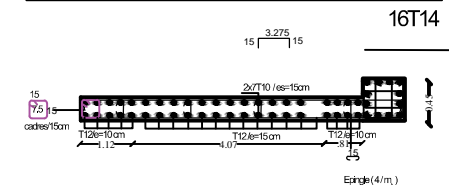
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX +6.46,+9.69



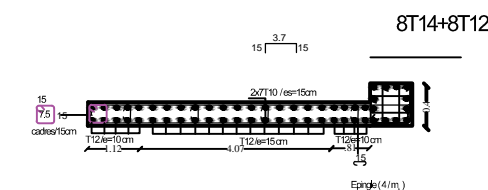
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX +12.92,+16.15



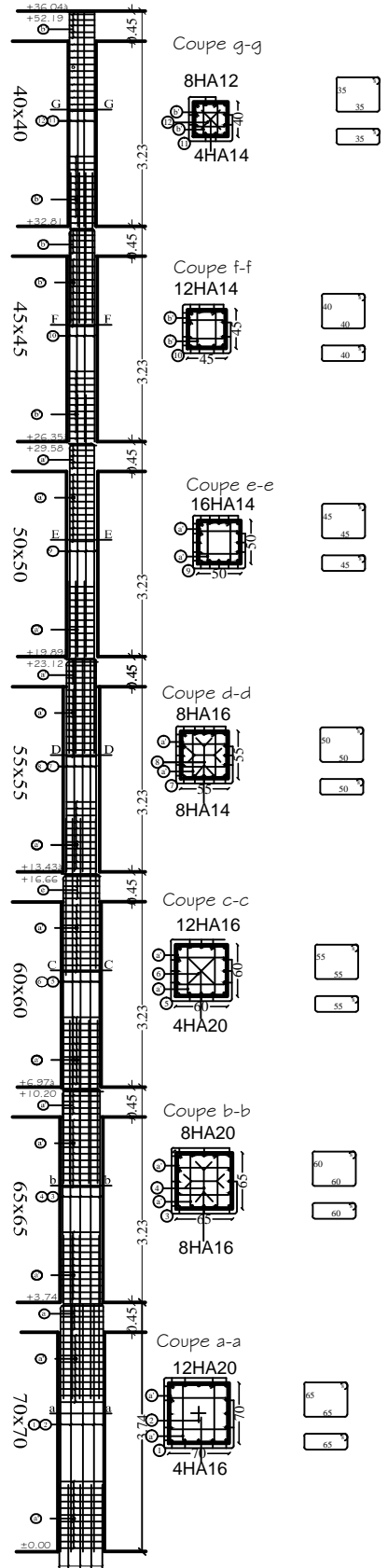
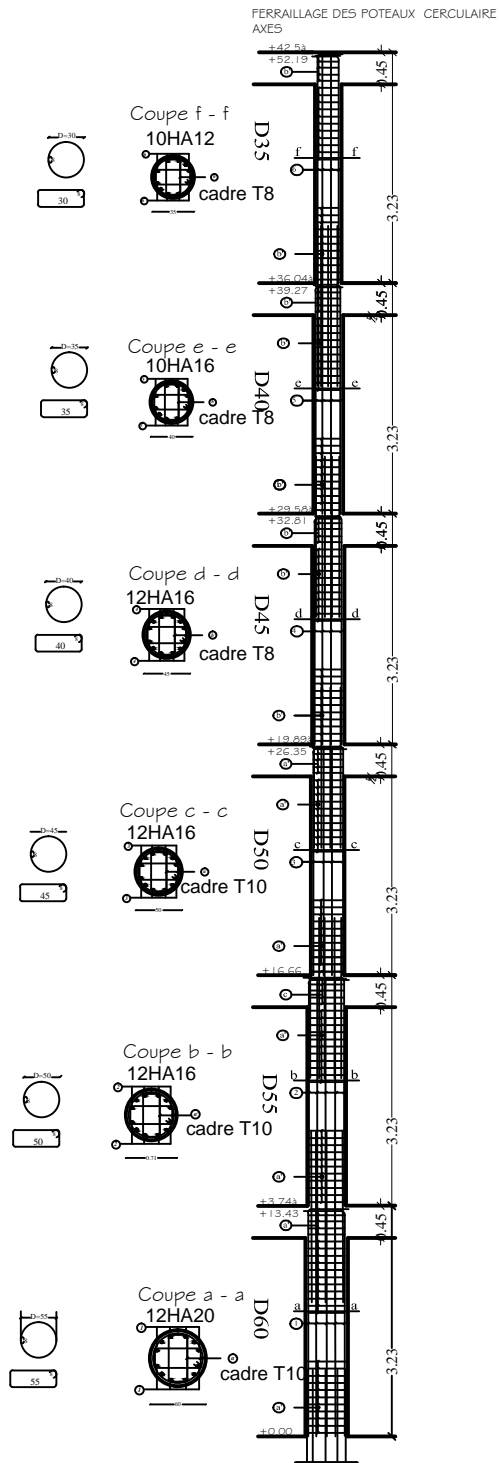
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX +19.39,+22.61



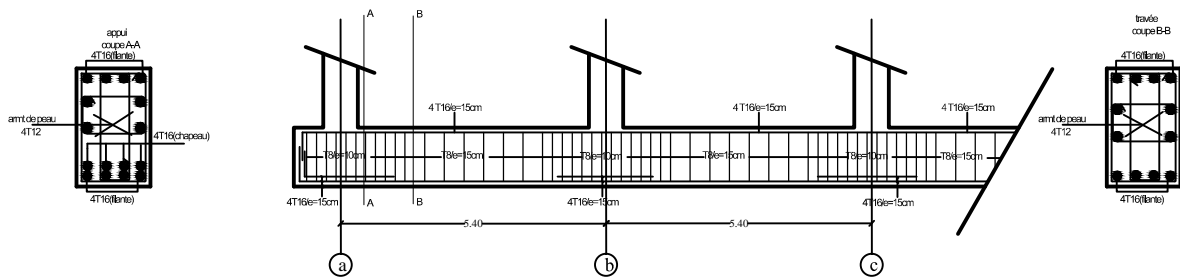
VOILES V T2.3.4.5.6.7.8.9 ETAGE NIVEAUX +25.84,+29.07



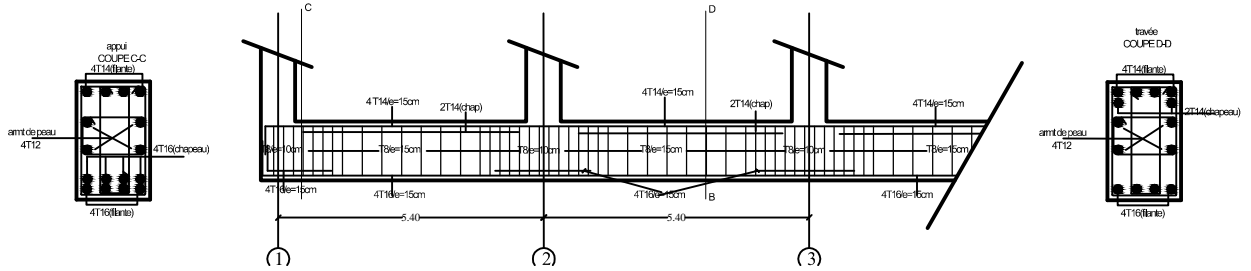
FERRAILLAGE DES POTEAUX CARRE AXES



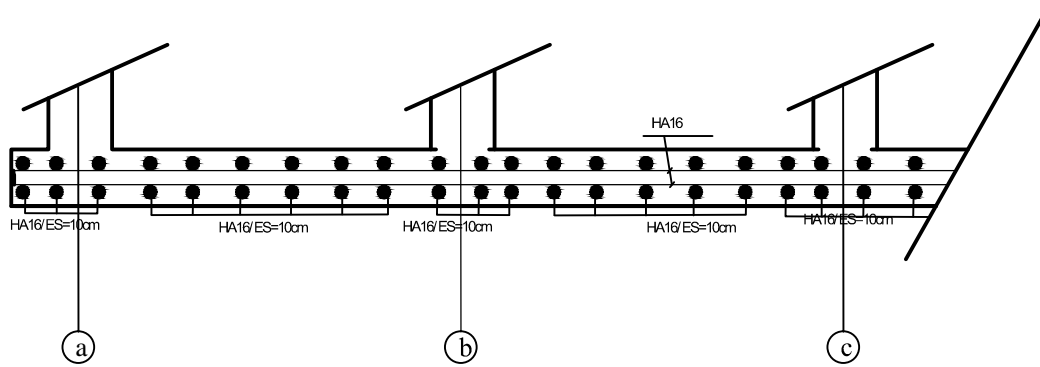
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (axe 2) SENS X-X (AXE 2)



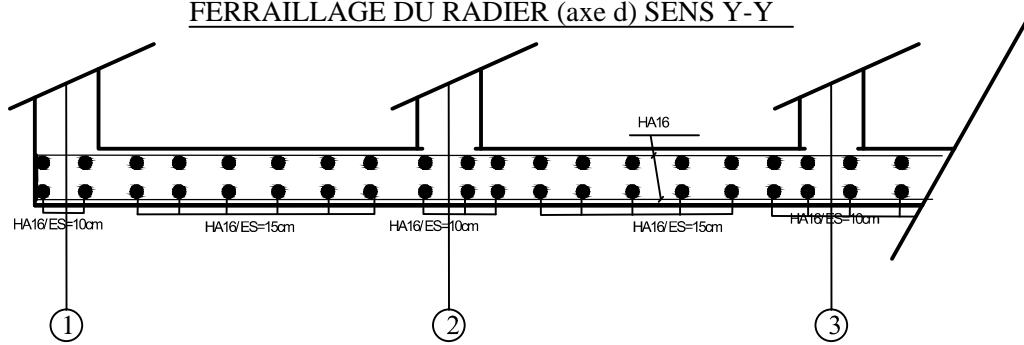
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (axe d) SENS Y-Y (AXE I)

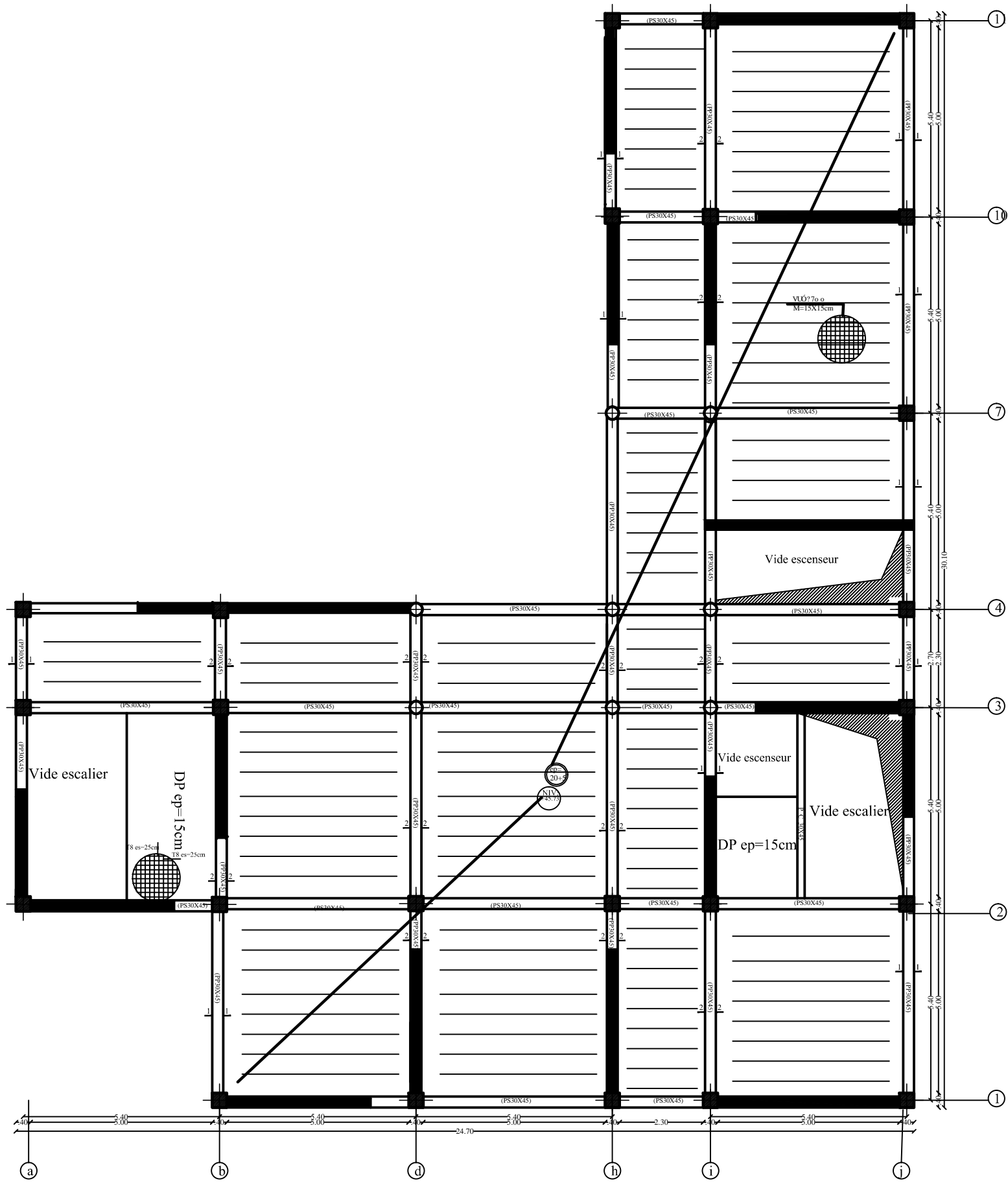


FERRAILLAGE DU RADIER (axe 2) SENS X-X

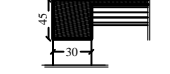


FERRAILLAGE DU RADIER (axe d) SENS Y-Y

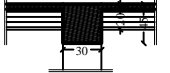




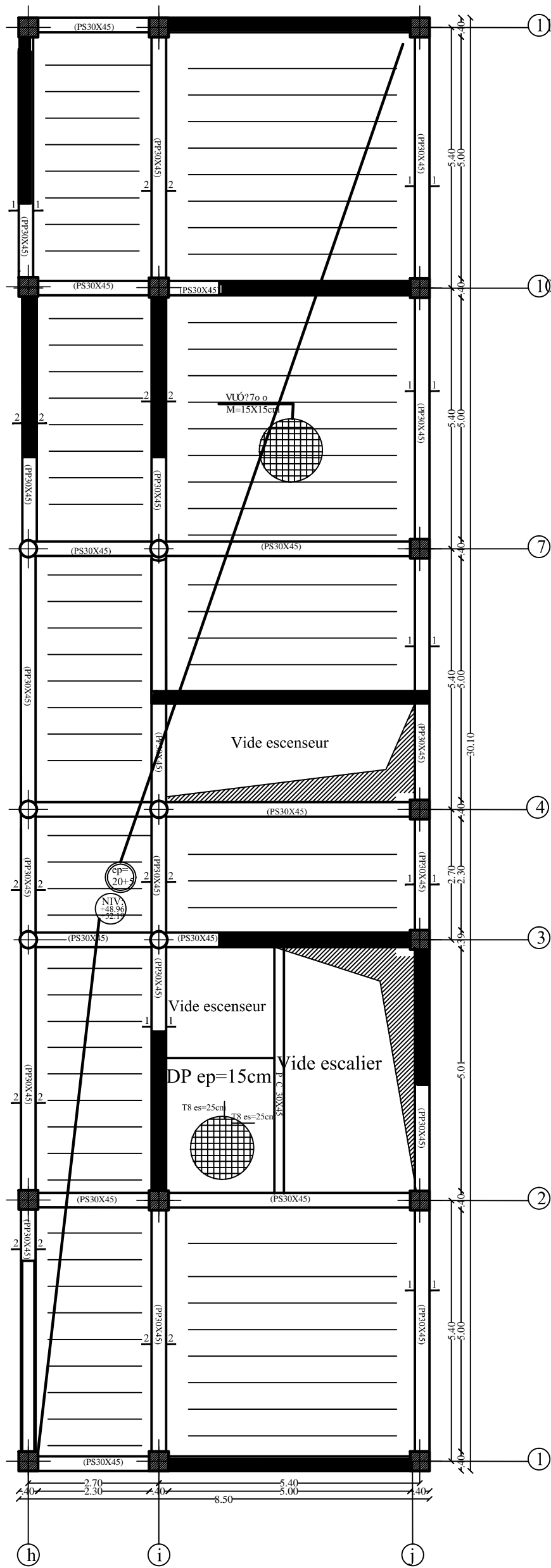
COUPE 1-1 (Ech:1/25)



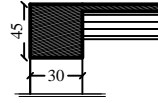
COUPE 2-2 (Ech:1/25)



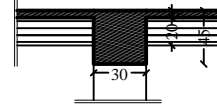
COFFRAGE PLANCHER NIV
+45.73(ECH : 1/50)



COUPE 1-1 (Ech:1/25)



COUPE 2-2 (Ech:1/25)



COFFRAGE PLANCHER NIV
+48.96, +52.19(ECH : 1/50]