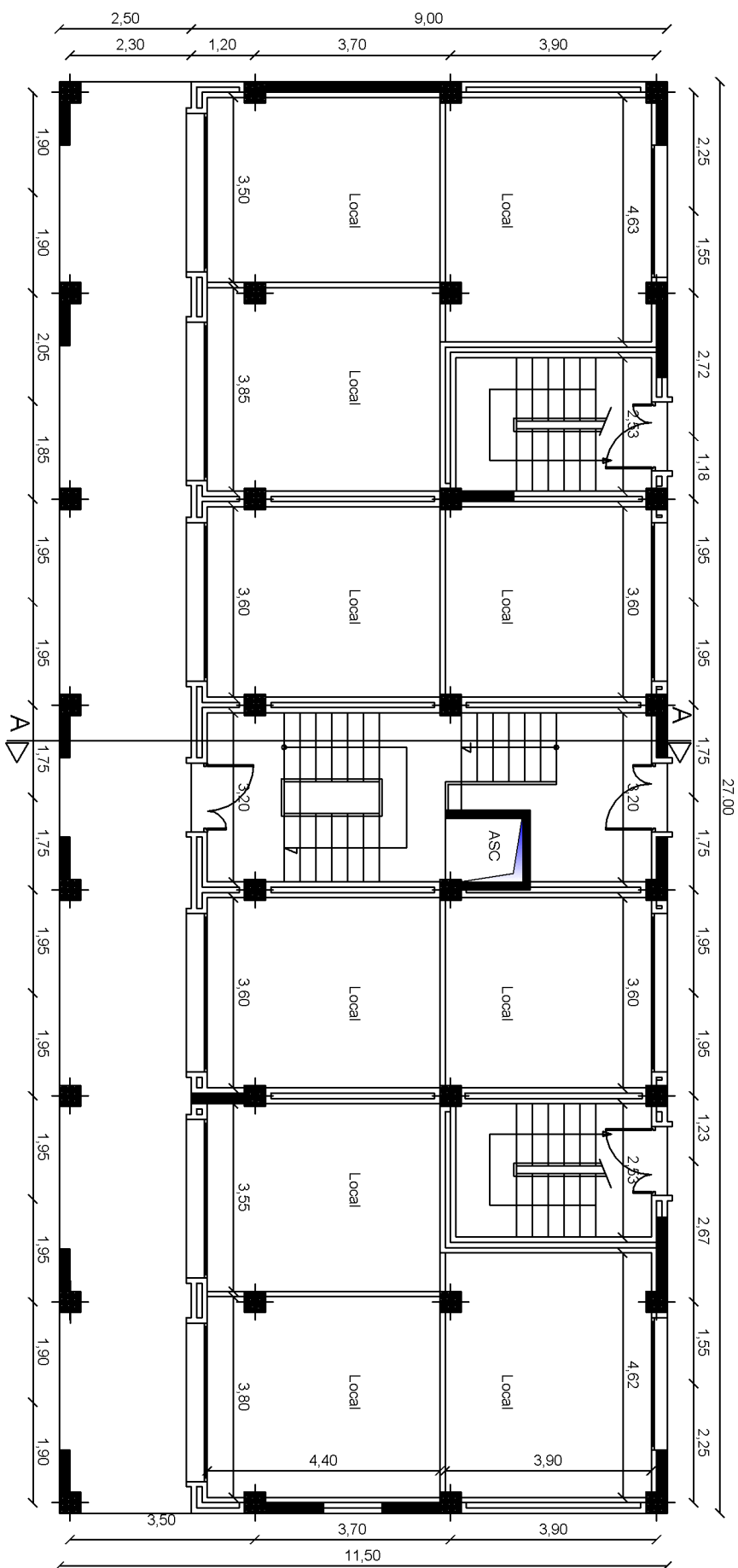
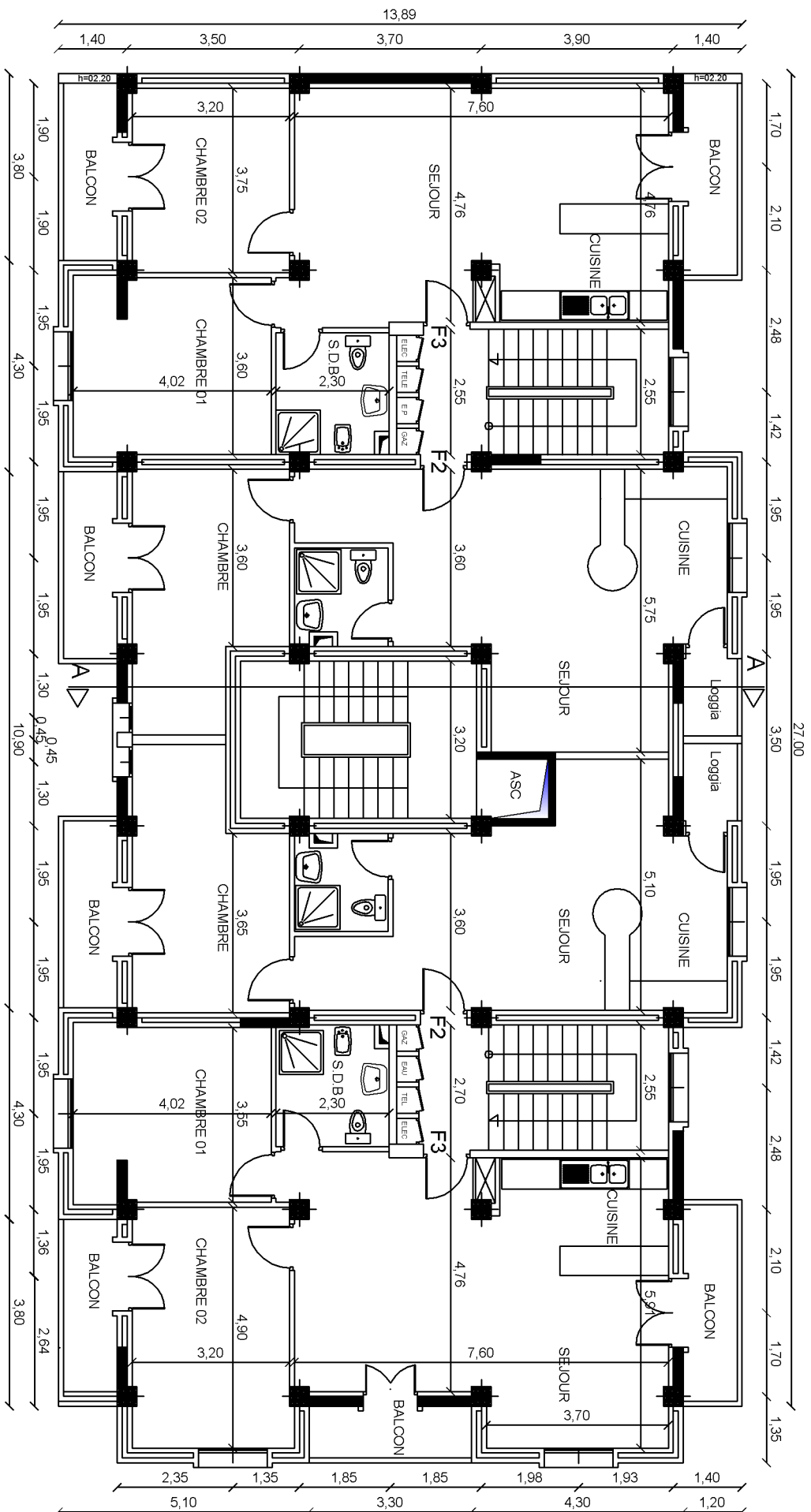




PLAN DU R.D.C

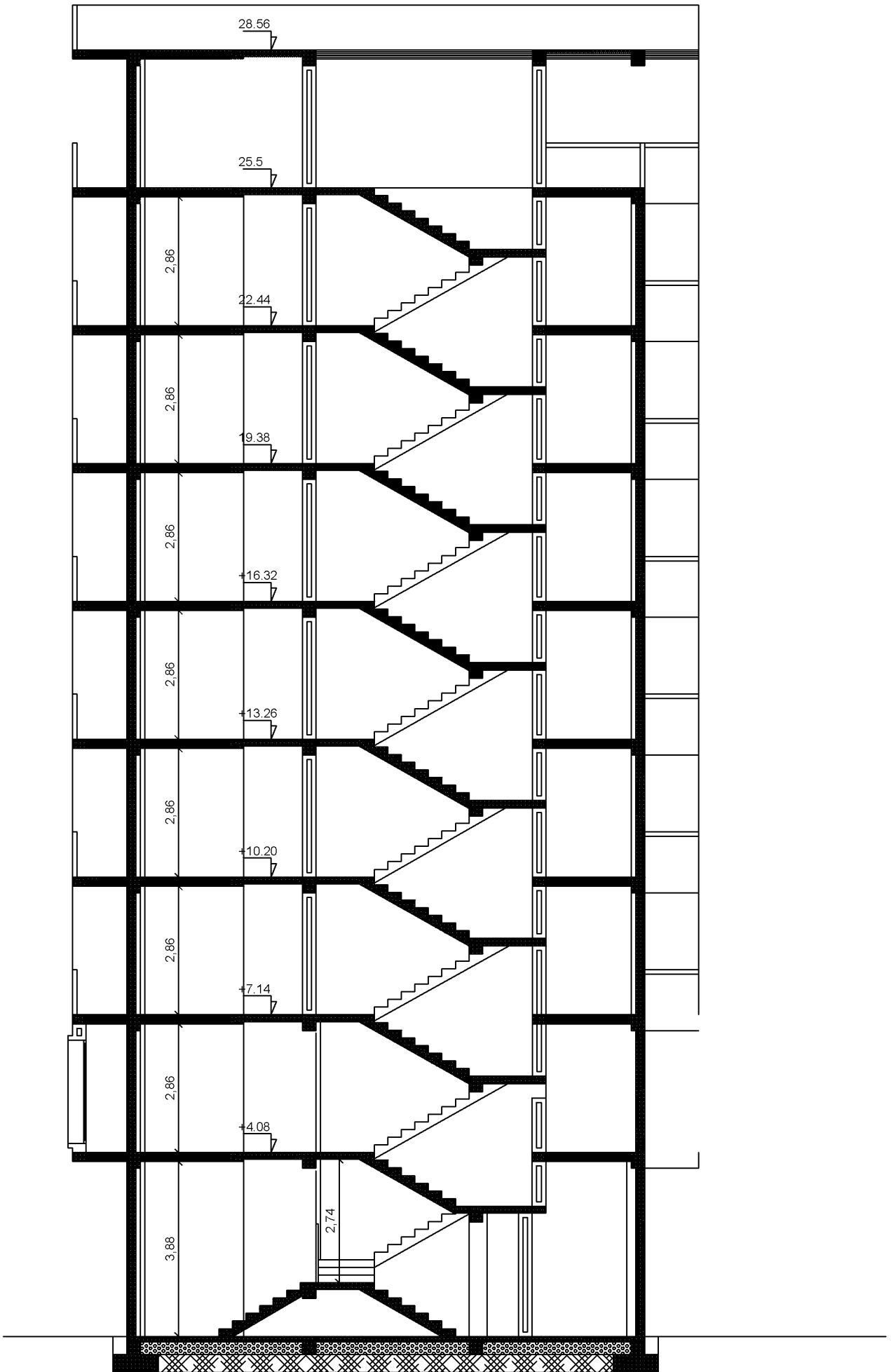


PLAN ETAGE COURANT

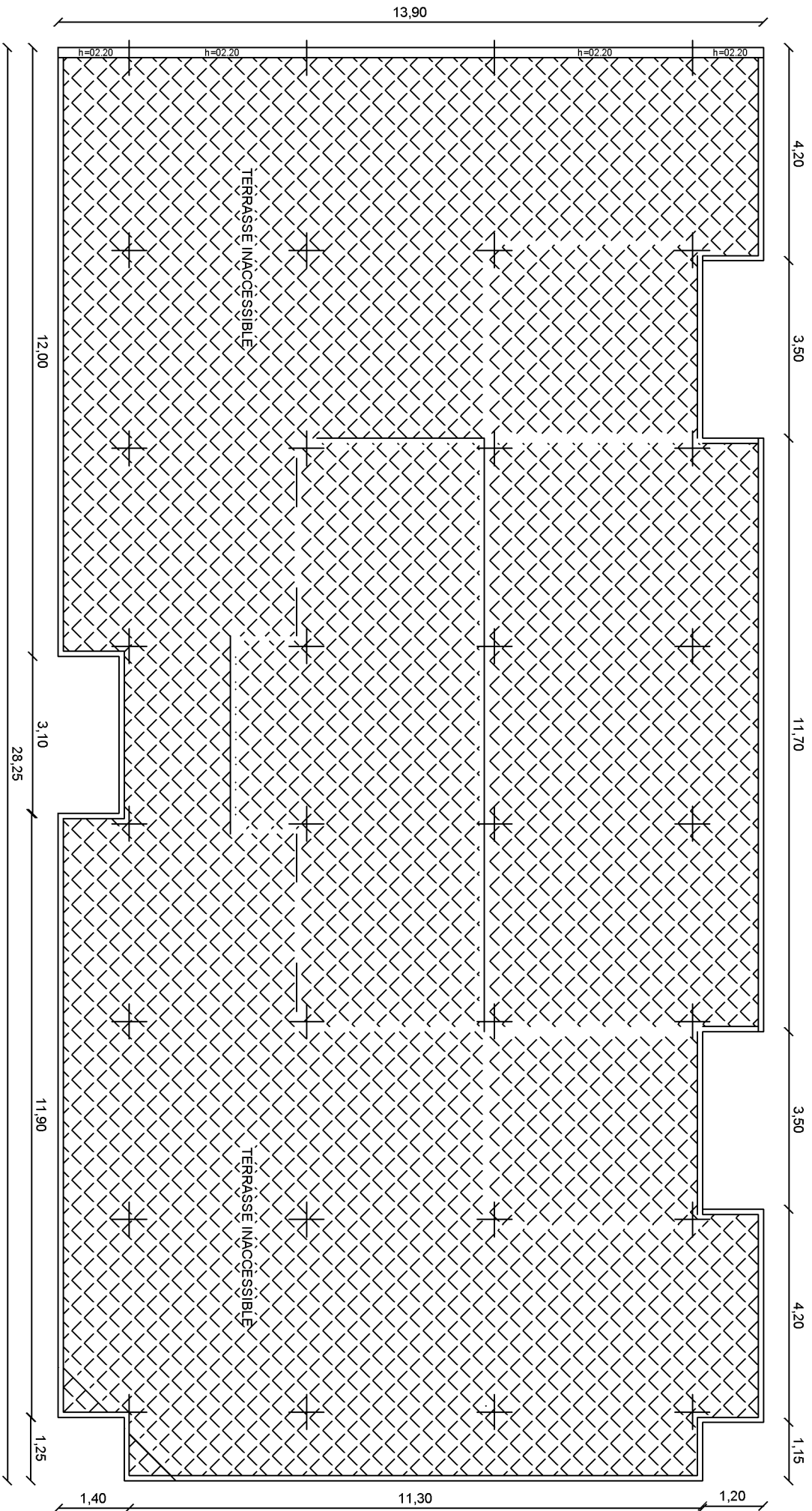




FAÇDE PRINCIPALE



COUPE -AA-



PLAN DE TERRASSE

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

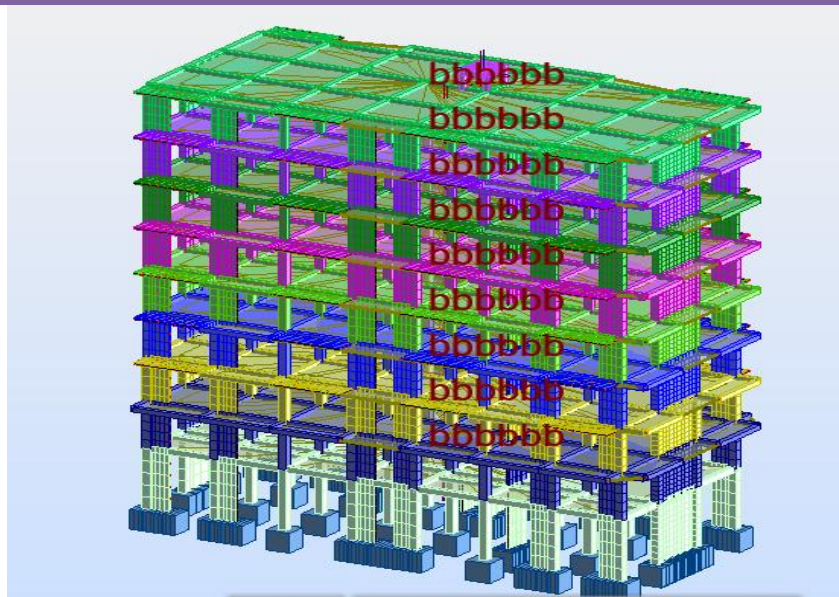


MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

THEME

**ETUDE D'UNE STRUCTURE (R + 8) CONTREVENTE
PAR VOILES
A USAGE D'HABITATION, BUREAUTIQUE ET
COMMERCIAL**



Réalisé par :

M^{lle}. AUMORASSI HOURIA

M^{lle}. OUYAHIA DOUNYAZAD

Dirigé par :

M^{me} SAMAH

Promotion 2017/2018

REMERCIEMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

*Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promotrice
Mme.SAMAH qui nous a beaucoup aidé.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.



Dédicace

Je dédie ce travail à

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin
et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous
bénisse et vous garde.*

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme Dounyazad.

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2017 /2018

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce travail.*

Houria.

Dédicace

Je dédie ce travail à

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin
et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous
bénisse et vous garde.*

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme Houria.

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2017 /2018

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce travail.*

Downyazad.

SOMMAIRE

Introduction générale

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

I: Plancher	27
-------------------	----

II: balcon	44
------------------	----

III: poutre de chainage	49
-------------------------------	----

IV: Acrotère	58
--------------------	----

V: Escaliers	65
--------------------	----

VI : Salle machine.....	90
-------------------------	----

Chapitre IV : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA	99
---	-----------

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Poteaux.....	130
--------------------	-----

V.2 : Poutres.....	144
--------------------	-----

V.3 : Voiles	152
--------------------	-----

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	166
---	------------

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tiziouzu) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles. Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique. Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts:

- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverse actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

I-1 -Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à l'étude sismique et calcul d'un bâtiment de 9 niveaux (R+8) à usage d'habitation ; commerciale et bureautique.

-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment représente un seul bloc :

Longueur total : 28.35m.

Largeur total : 13.90m.

Hauteur RDC : 4.08m.

Hauteur étage courant : 3.06 m.

Hauteur total : 28.56m.

I-1-2- Les éléments de l'ouvrage :

a)la superstructure : est composée de :

- **L'ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Les planchers:** sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- 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 posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage « ascenseur ».

- **Escaliers:** se sont les éléments qui assurent l'accès d'un niveau à un autre; le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers réalisée en béton armé coulé sur place.

- **Cage d'ascenseur:** le bâtiment comporte une (01) cage d'ascenseur.

- **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 :**

- 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 ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

- **Porte-à-faux :**

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

- **Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.65 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

- **Maçonnerie :**

-**Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloison en briques creuses.

-**Les murs intérieurs** : seront en briques creuses d'épaisseur $e = 10$ cm.

- **Revêtements :**

-**Plâtre** : pour les cloisons intérieures et plafonds.

-**Mortier** : de ciment pour les façades extérieures.

-**Carrelage** : pour les planchers et les escaliers.

-**Revêtement en céramique** : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

- **Coffrage :**

On utilise un coffrage traditionnel en bois et métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

b) L'infrastructure : est constituée de :

- **Fondations** : la fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure.

Elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle une bonne tenue de l'ensemble, ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

-Reprendre les charges et surcharges de la structure.

-Transmettre les efforts du sol (la descente de charges).

-Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

- **Mur de soutènement** :

Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé.

I-2) Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :

I-2-1- Le béton : Le béton est un mélange optimal de :

-Liants (ciments artificiels)

- Granulats (sables, gravillons, graviers...)

-Eau de gâchage.

- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350kg/m^3 de ciment portland artificiel (CPJ).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40 MPa, mais faibles à la traction.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

A-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 :

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

pour : $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ (BAEL91/A.2.1,11)

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

B- Résistance caractéristique à 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 :

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

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 longitudinal instantanée du béton :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

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.

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}].$$

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

- Module de déformation transversale :**

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

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

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) :**

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,}$
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.}$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est $> 24\text{h}$.

$\theta = 0.9$: 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]

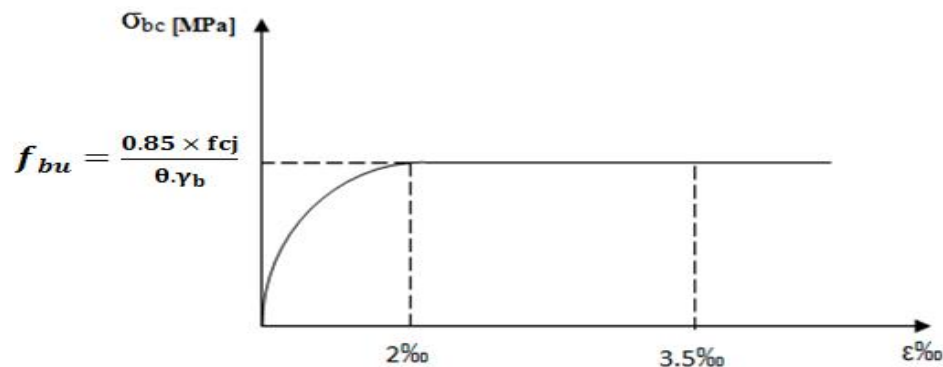


Figure I-1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

- **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.

$$\bar{\sigma}_{sc} = 0.6 f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad \text{(Art A.4.5,2 BAEL91)}$$

Pour $f_{c28} = 25$ [MPa] $\sigma_{bc} = 15$ [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)

- Le poids volumique du béton est égal à 25kN/m³

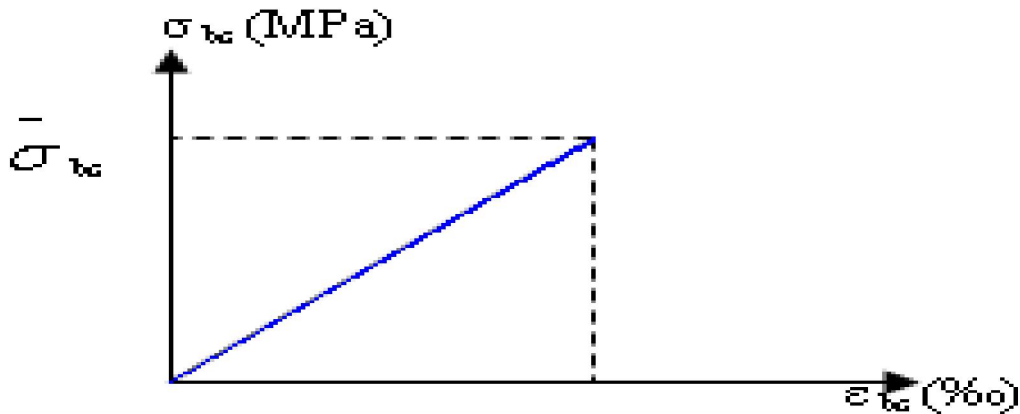


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

f/-Déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de la contrainte on distingue deux sortes de module :

- **Module de déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est d'une durée inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A-21/BAEL91 modifier 99}).$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \quad \text{on a } E_{ij} = 32164.19 [\text{MPa}]$$

- **Module de déformation différée**

Il permet de calculer la déformation finale du béton à long terme. Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression :

(Art 2.1.22 BAEL91)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art- 2.1 ,2 BAEL91 modifie 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 [\text{MPa}] \quad \text{on a } E_{vj} = 10818.87 [\text{MPa}]$$

g/-Déformation transversale :

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

Avec E : module de Young

ν : On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$ (ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0$ (ELU) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

I-2-2Acier :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

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.

I-2-3Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture ‰	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	550	8	1.3	1

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

Nous définissons les aciers par:

- **Module d'élasticité longitudinale :**

A 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 :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 9)}$$

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 $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

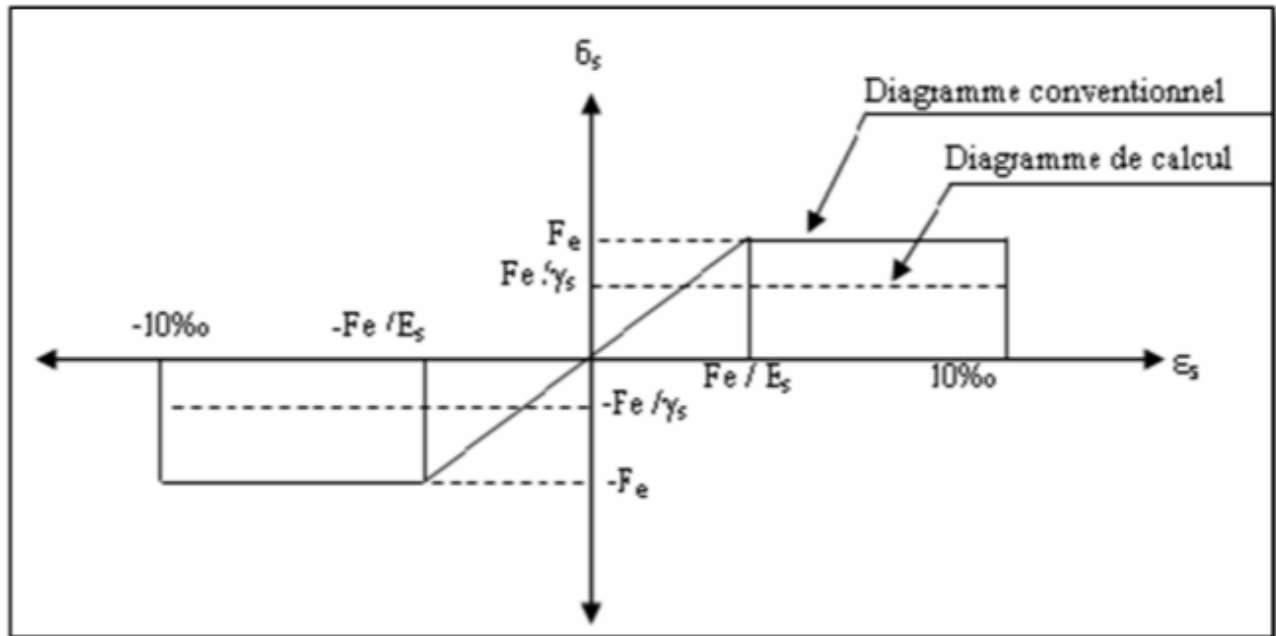


Diagramme contrainte-déformation

- **Contrainte ultime de service des aciers** :

Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois 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.
- **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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$$

Art. (A.4.5, 33 BAEL 91).

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

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

Avec:

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

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses et les treillis soudés.

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

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

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

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de se procurer une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes :

[Art A.7.1 /BAEL91 modifiées 99]:

$C = 5 \text{ cm}$: pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes atmosphères très agressives tel les industries chimiques.

$C = 3 \text{ cm}$: pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.

$C = 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées.99**, et les Règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**).

II.1 Introduction:

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure (poutres, poteaux et voiles) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré dimensionnement. Pour cela, nous évaluons les charges et les surcharges qui correspondent à chaque élément porteur de la structure.

II.2 pré dimensionnement des planchers:

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont:

- ✓ la séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- ✓ la transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- ✓ la résistance aux charges et surcharges.
- ✓ l'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de protection des occupants.

Dans notre structure on a opté pour deux types de planchers : planchers à corps creux pour les étages courants et des dalles pleines pour les balcons.

a) Plancher en corps creux:

Il est constitué de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulé sur place et ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante:

$$h_t \geq L_{max}/22.5 \text{ (BAEL 91, modifier 99, Art B.6.8.423)}$$

Avec:

ht: hauteur total du plancher en (cm).

Lmax : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Selon (RPA 99 version 2003) les dimensions transversales des poteaux doivent être vérifiées la condition suivante :

Min (b*h) ≥ 25cm en zone sismique II .

$$ht \geq 408/22,5 = 18,13 \text{ cm}$$

20 cm d'épaisseur de **ht=20 cm**.

Soit: Epaisseur de corps creux = 16 cm et

Épaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

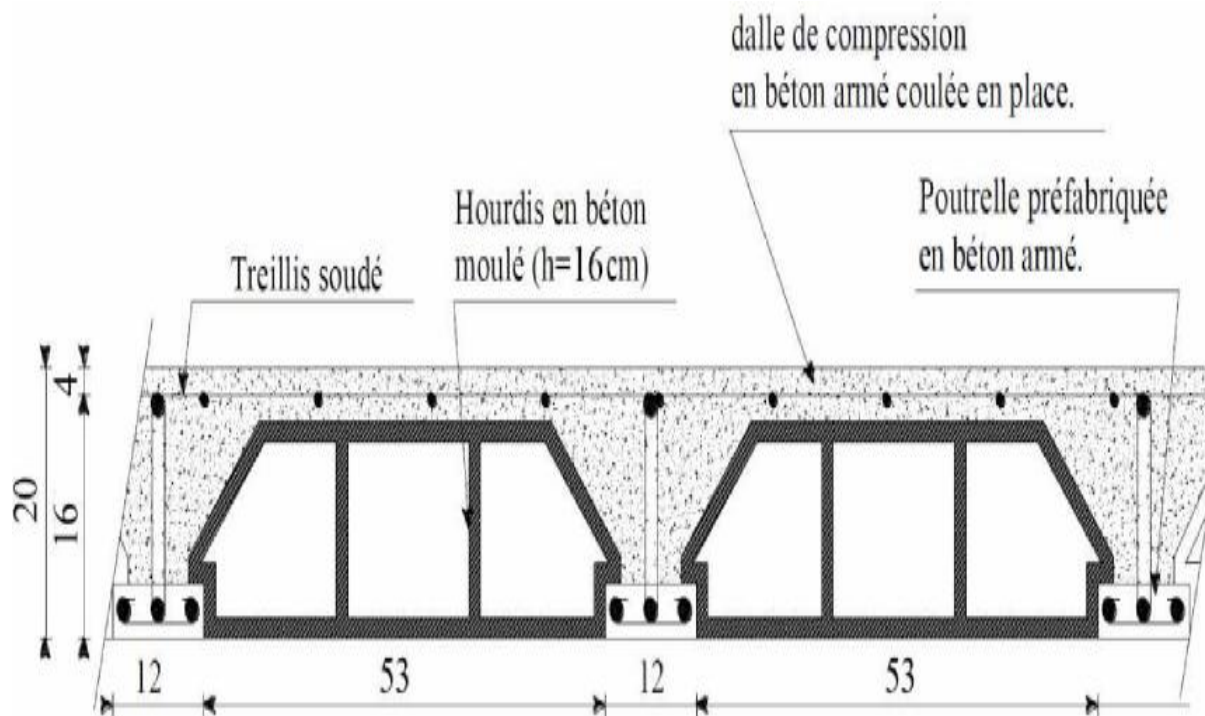


Figure II.1 plancher en corps creux (16+4)

b) Plancher en dalle pleine

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de la vérification de résistance

II-3-Pré dimensionnement des Portiques



Pré dimensionnement des poutres

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$.

Avec : h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a) les Poutres principales (les poutres porteuses).• **Hauteur de la poutre**

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

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 390 - 25 = 365$ cm

$$\text{Donc : } \frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10}$$

$$26 \leq h_t \leq 36.5 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$h_t = 40$ cm.

• **Largeur de la poutre** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad (\text{cm})$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30 cm.

b) Les poutres secondaires• **Hauteur de la poutre**

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

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 390 - 25 = 365$ cm

$$\text{Donc : } \frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10}$$

$$26 \leq h_t \leq 36.5 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres secondaires, et pour des raisons de sécurité

$h_t = 40$ cm.

c) Largeur de la poutre $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \quad (\text{cm})$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30 cm.

d) Vérification des conditions

- **Pour les poutres principales**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

$h_t / b = 1,33 \leq 4$ vérifiée

- **Pour les poutres secondaires**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée

$h_t / b = 1,33 \leq 4$ vérifiée

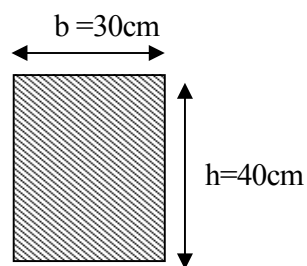
- **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 40 (cm²).

Poutres secondaires : 30 x 40 (cm²).

Conclusion : Les dimensions retenues sont :



Les voiles :

Les voiles sont les éléments en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et une partie des charges verticales.

L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inférieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Selon le **RPA99. Version 2003 (Art 7.7.1)**, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $\ell \geq 4a$

Avec : ℓ : portée min des voiles.
 a : épaisseur des voiles.

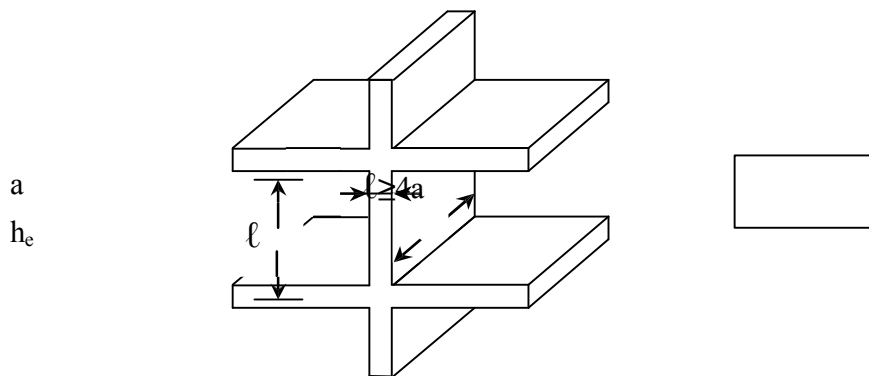


Figure II.3: Coupe de voile en élévation.

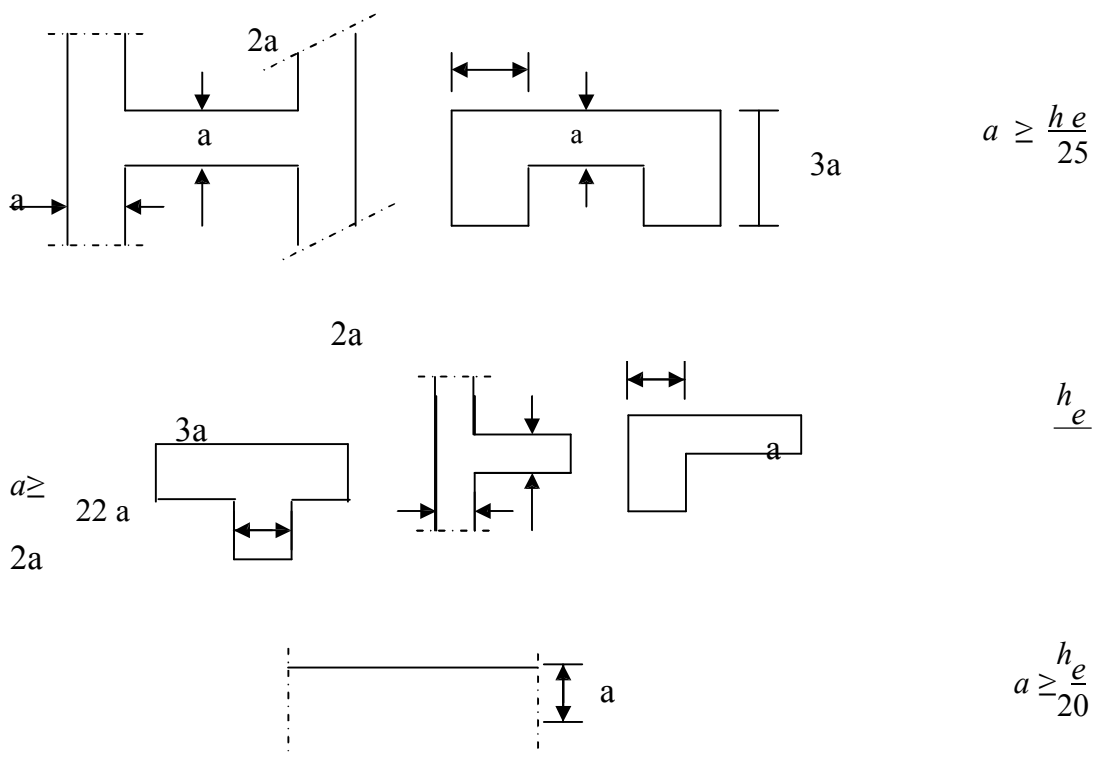


Figure II.4: Coupes de voiles en plan

Pour notre cas :

Au niveau de RDC : $a \geq h_e/20 = (408-20)/20 = 19.4 \text{ cm}$

Donc on prend comme épaisseur $a=20\text{cm}$

Au niveau d'étage courant : $a \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$

Donc on prend comme épaisseur $a=15 \text{ cm}$

Conclusion : $a \geq (15.20) \text{ cm}$ donc on adopte pour les voiles une épaisseur de **20cm** sur toute la structure.

$$L \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

II.4. Les Poteaux:

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seule le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq N_s / \bar{\sigma}_w \quad (N_s = G + Q).$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limitée de compression du béton, donnée par:

$$0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Selon le (RPA 99 /2003 A7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Min (b. h) $\geq$ 25 cm en zone I et IIa.**
- ✓ **Min (b. h) $\geq$ 30 cm en zone III et IIb.**
- ✓ **Min (b. h) $\geq h_e / 20$**

h_e : la hauteur libre entre étages.

$$L / 4 > b/h > 4$$

On opte dans un premier temps pour une section de $40 \times 40 \text{ cm}^2$.

Remarque : L'effort normal " N_s " sera déterminé à partir de la descente de charge, on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.5) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

A) Les charges permanentes :

1. les planchers : nous possédons deux types de planchers :

- ✓ **plancher terrasse:**

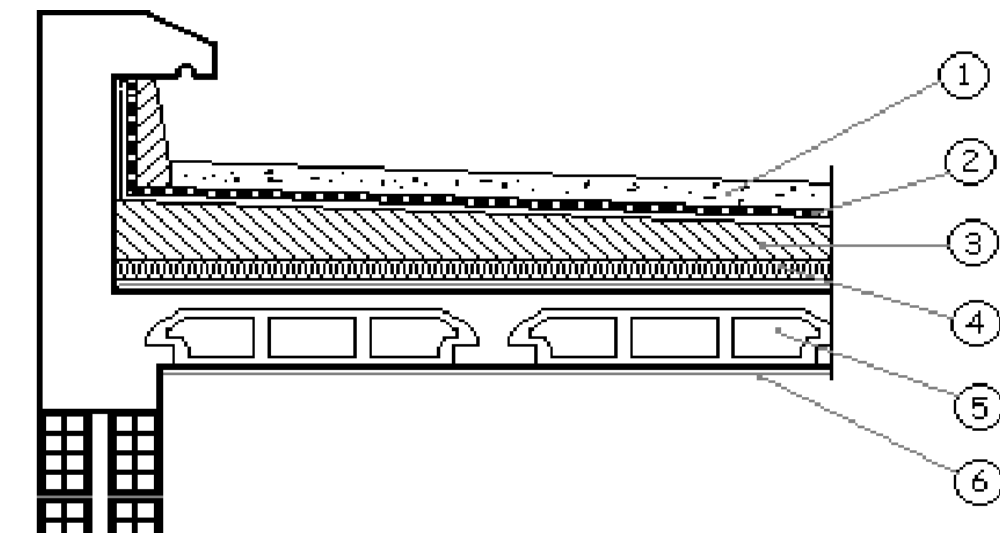


Figure II.2 plancher terrasse.

Tableau II.1 : charges permanentes du plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseurs	Poids volumique	Charges
1	Protection gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	0,20	14	2,8
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				GTOT = 5,83

✓ **L'étage courant :**

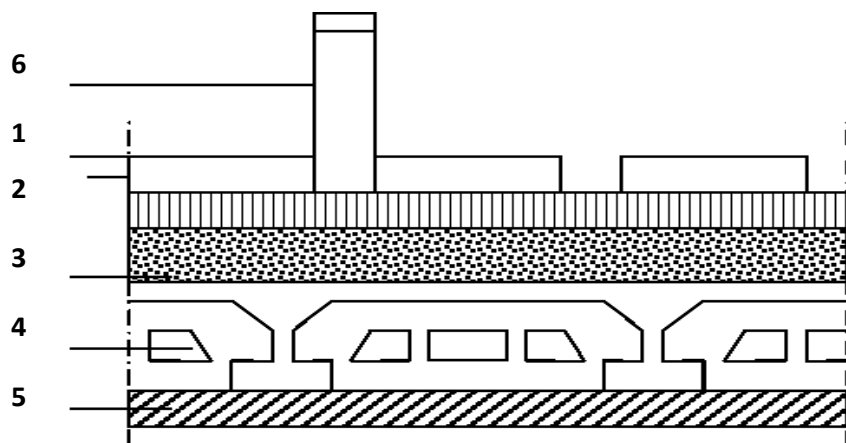
**Figure II.2 plancher d'étage courant.**

Tableau II.2 : Charge permanente de l'étage courant.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,20	20	0,4
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
6	Cloison de séparation interne	0,10	13	1,30
				GTOT =5,68

✓ **La dalle pleine (balcon):**

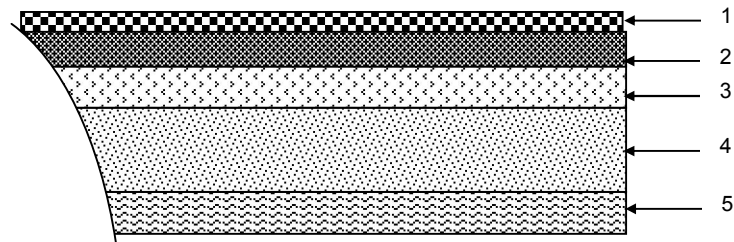


Figure- II-9- : Coupe transversale de la dalle pleine (balcon)

Tableau II.3 : Charge permanente du balcon.

N°	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ²)
1	Enduit en ciment	0,03	18	0,54
2	Dalle pleine	0,15	25	3,75
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
				GTOT = 5.67

✓ **cloison extérieur :**

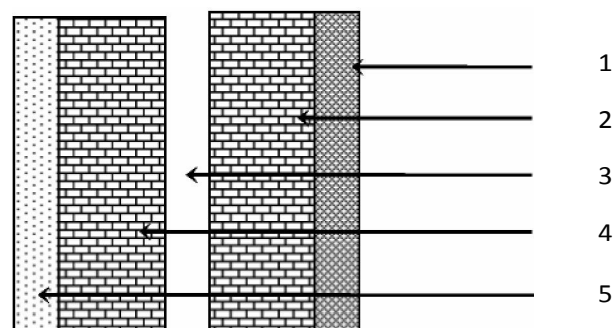


Figure II.5 Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge permanente du mur extérieur.

Elément	Epaisseur(cm)	Lacharge(KN/m ²)
1. Enduit de ciment	2	0,36
2. Briques creuses	10	0,90
3. Lambe d'air	5	/
4. Briques creuses	10	0,90
5. Enduit de plâtre	2	0,2
2.36		

✓ cloison intérieure :

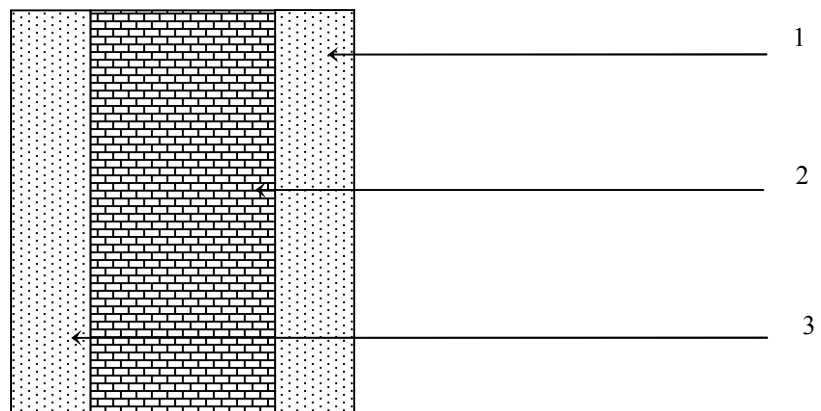


Fig-II-6-Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.5 : Charge du mur intérieur

	Epaisseur (m)	La charge (kN/m ²)
1. Enduit de plâtre	0,02	0,20
2. Briques creuses	0,10	0,90
3. Enduit de plâtre	0,02	0,20
		G=1,3

✓ **Acrotère:**

La hauteur de l'acrotère est égale à : 65cm

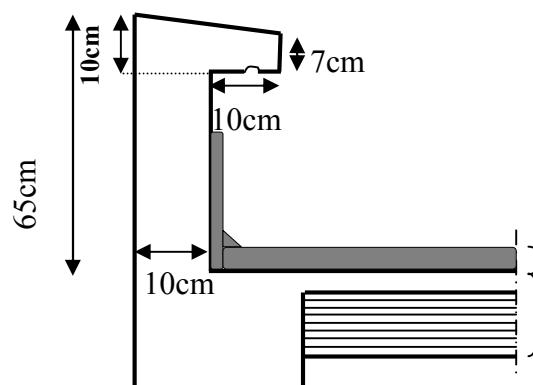


Figure II-10 : Coupe transversale de l'acrotère

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

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,65) = 0,0735 \text{ m}^2$$

$$S = 0,1085 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0735 \times 1 \text{ ml} = 1,838 \text{ kN/ml}$$

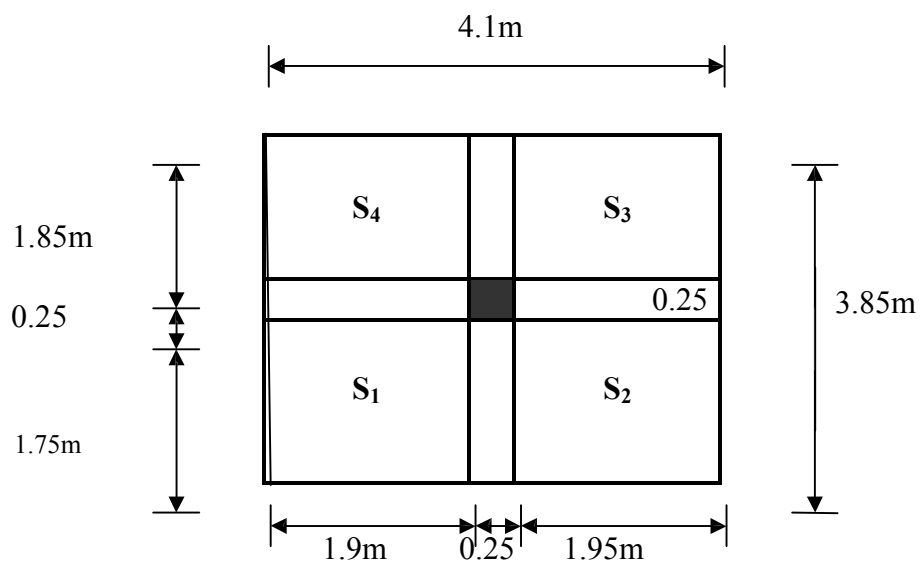
B) Les surcharges d'exploitation:

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher bureautique	2,5
- Balcon	3,5
-acrotère	1

II.6.Descente decharges :

II.6.1. Surface d'influence:

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité C1 :



$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 3.325 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.4125 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 3.6075 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3.515 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 13.86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 15.78 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments : Poids du plancher : $P = G \times S_{\text{nette}}$

Plancher terrasse :

$$G_T \times S_{\text{nette}} = 5.83 \times 13.86 = 80.80 \text{ KN.}$$

Plancher courant :

$$G_c \times S_{\text{nette}} = 5.68 \times 13.86 = 78.72 \text{ KN.}$$

Poids des Poutres :

Poutres principales :

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times (1.625 + 0.6375) \times 25 = 6.79 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.40) \times (0.6 + 1.425) \times 25 = 6.075 \text{ kN.}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 12.865 \text{ KN.}$$

Poids propre des poteaux :

on utilise la section minimale du RPA préconisé pour la zone Ia à savoir $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

→ Poids du poteau des étages courants : $G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN.}$

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 13.86 = 15.78 \text{ KN.}$

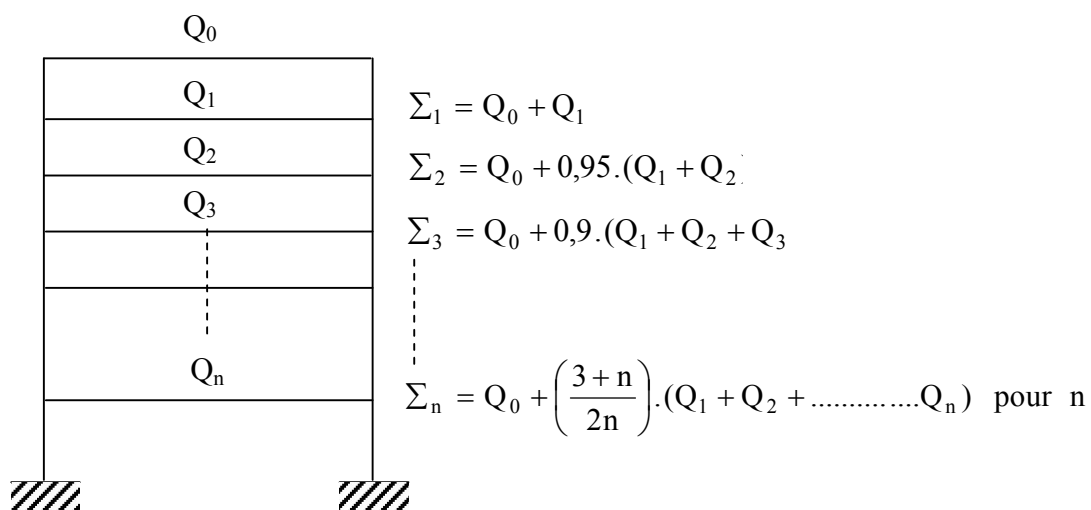
Planche à usage d'habitation : $1.5 \times 13.86 = 23.67 \text{ KN.}$

Plancher à usage bureautique : $2.5 \times 13.86 = 39.46 \text{ KN.}$

II.7. La 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.



✓ **Coefficients de dégression de surcharges :**

	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Niveau(m)	28.56	25.50	22.44	19.38	16.32	13.26
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8

	Q6	Q7	Q8	Q9
Niveau (m)	10.20	07.14	04.08	00,00
Coefficient	0,75	0,714	0,687	0,667

➤ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**Terrasse : Q_0 $8^{em} : Q_0 + Q_1$ $7^{em} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$ $6^{em} : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ $5^{em} : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ $4^{em} : Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$ $3^{em} : Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$ $2^{em} : Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$ $1^{em} : Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$ RDC : $Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ ➤ **Application numérique:**Terrasse : $13.86 * 1 = 13.86 [KN]$ $8^{em} : (13.86 + 23.67) * 1 = 39.45 [KN]$ $7^{em} : 13.86 + 0.95(2 * 23.67) = 60.753 [KN]$ $6^{em} : 13.86 + 0.90(3 * 23.67) = 79.689 [KN]$ $5^{em} : 13.86 + 0.85(4 * 23.67) = 96.26 [KN]$ $4^{em} : 13.86 + 0.80(5 * 23.67) = 110.46 [KN]$ $3^{em} : 13.86 + 0.75(6 * 23.67) = 122.295 [KN]$ $2^{em} : 13.86 + 0.714(7 * 23.67) = 134.08 [KN]$ $1^{em} : 13.86 + 0.687(8 * 23.67) = 145.870 [KN]$ RDC : $13.86 + 0.667(23.67 * 8 + 39.46) = 168.402 [KN]$

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux.

	Poids des planche rs (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	Gtot	G _{cumul}	Qcumul	Ns = Gc+Qc	Smin=N _s / 0.3*f _{c28}	
terrasse	80.80	/	12.865	93.665	93.665	13.68	109.445		/
08	78.72	4,781	12.865	97.665	191.33	39.45	230.78	307.7	35*35
07	78.72	4,781	12.865	97.665	288.995	60.753	349.748	466.33	35*35
06	78.72	4,781	12.865	97.665	386.66	79.689	466.349	621.79	35*35
05	78.72	4,781	12.865	97.665	484.325	96.26	580.585	774.11	40*40
04	78.72	4,781	12.865	97.665	581.99	110.46	692.45	923.26	40*40
03	78.72	4,781	12.865	97.665	679.65	122.295	801.945	1069.26	40*40
02	78.72	4,781	12.865	97.665	777.32	134.08	911.4	1215.2	45*45
01	78.72	4,781	12.865	97.665	874.985	145.87	1020.855	1361.14	45*45
RDC	78.72	6.375	12.865	97.665	972.65	168.402	1141.05	1521.4	45*45

II.8.Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone II}_a$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ ————— c'est vérifier
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Vérifications de la condition de non flambement des poteaux :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux

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

Avec :

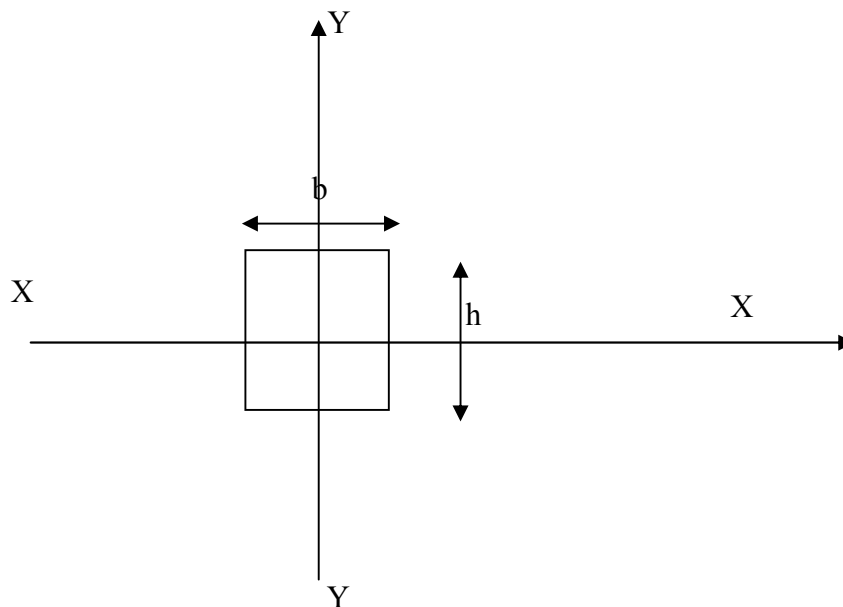
L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$)

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

L_0 : hauteur libre du poteau

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

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



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

- Poteau (45x45): $L_0=4.08 \Rightarrow \lambda=21.20 \leq 50$.
- poteaux (40 x 40) : $L_0=3.06 \Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 50$.
- poteaux (35x35) : $L_0=3.06 \Rightarrow \lambda=29.68 \leq 50$.

Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

I. Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Le plancher en corps creux est constitué de :

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

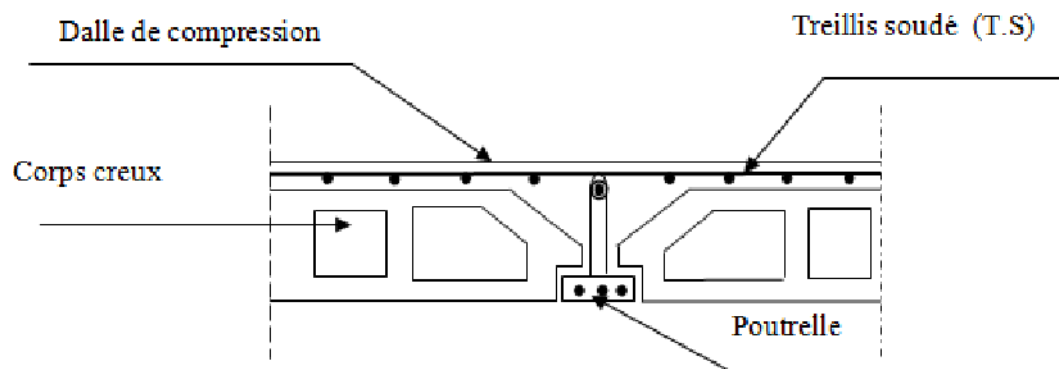


Fig. II-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

I.1 Ferrailage de la dalle de compression : [Art B 6.8.423 /BAEL 91 modifié 99]

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

- 20cm pour les armatures $\perp$ aux poutrelles ;
- 33cm pour les armatures $\parallel$ aux poutrelles.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit: } 5\text{HA4} / \text{ml} , A = 0.63 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20\text{cm}$$

Avec : S_t : distance entre les armatures.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.63 / 2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA4} / \text{ml} , A = 0.5 \text{ cm}^2 , S_t = 25\text{cm}$$

Finalement : Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (20x25) cm².

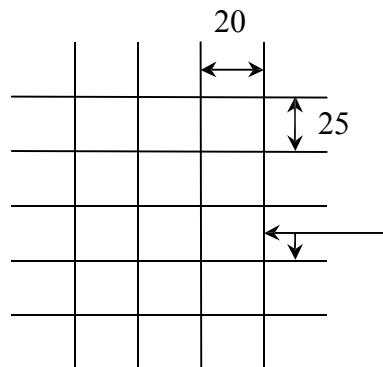


Figure I.2: Treillis soudés (200×250)

I.1.2 Etude de la poutrelle:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre-axe de deux poutrelles consécutives.

I.1.2.2. 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.

1- Dimensionnement de la poutrelle :

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

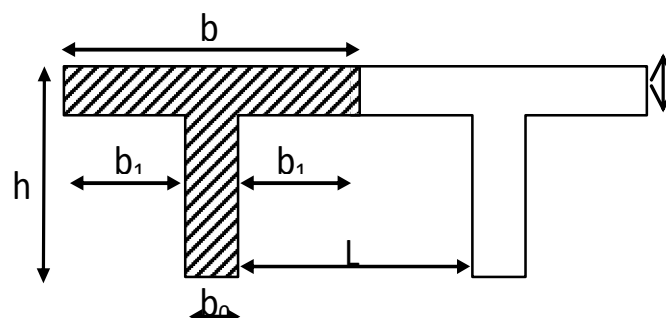


Figure I.3 : surface revenant aux poutrelles.

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

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

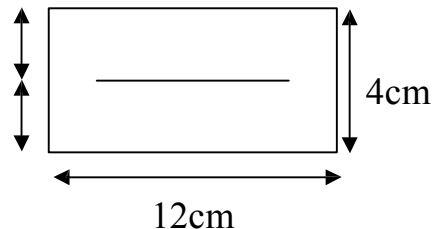
$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

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

b_1 : est le débord

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

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



→ Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

I.1.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire):

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- 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 de l'ouvrier : 1 KN /ml .

- **Charge permanente : $G = 0.12 + 0.65 = 0.74 \text{ KN/ml}$**

- **Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 0.65 = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

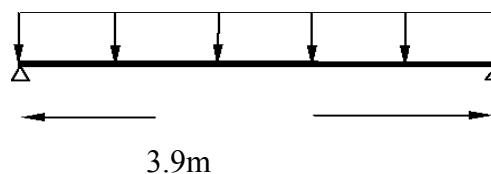


Figure I.4 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

- **Le moment max :**

$$M_0 = q_u \cdot L^2 / 8 = 2.5 \times 3.9^2 / 8 = 4.753 \text{ KN.m}$$

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

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_0 / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 4.53 / (0.12 \cdot 0.02^2 \cdot 14.17 \cdot 10) = 6.51$$

On a $\mu \gg \mu_c$ Donc la section est doublement armée.

Vue la faible hauteur de la poutrelle $h=4\text{cm}$ on ne pourra disposer des armatures comprimées.

On prévoit alors des étais intermédiaires pour aider celle-ci à supporter les charges avant coulage.

I.1.2.2 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

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

Nous avons deux dispositions de poutrelles à calculer :

1^{ère} cas :

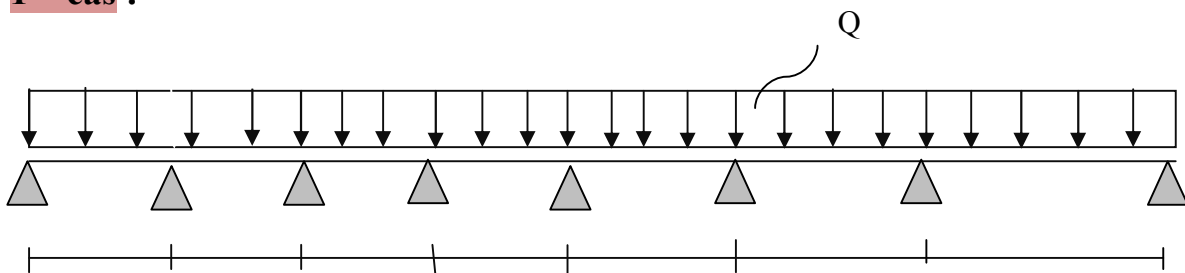


Figure I.5: schéma statique de la poutrelle.

- **chargement :**

Poids propre du plancher :

$$G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml.}$$

- **Les combinaisons des charges :**

$$\text{-ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(3.692) + 1.5(1.625) = 7.422 \text{ KN/m}$$

$$\text{-ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 1.625 = 5.317 \text{ KN/ml}$$

b)-choix de la méthode :

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

- 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/m^2 .
 $2 \times G = 2 \times 5.68 = 11.36 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \leq \max (2 \times G = 11.36 \text{ kN/m}^2 ; 5 \text{ kN/m}^2) \rightarrow$ La condition est vérifiée.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 $\rightarrow$ La condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25.$$

$$0.8 < (3.8/3.9) = 0.97 < 1.25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0.8 < (3.9/3.9) = 1.00 < 1.25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0.8 < (3.9/3.5) = 1.11 < 1.25 \text{ (Condition vérifiée).}$$

$$0.8 < (3.5/3.9) = 0.89 < 1.25 \text{ (condition vérifiée).}$$

$$0.8 < (3.9/3.8) = 1.03 < 1.25 \text{ (condition vérifiée).}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\rightarrow$ La condition est vérifiée.

Conclusion :

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

• **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de référence, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Les valeurs des moments M_b , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- ✓ $M_t \geq \max [1.05 M ; (1 + 0.3 \alpha) M_0] - (M_w + M_e) / 2$
- ✓ $M_t \geq (1 + 0.3 \alpha / 2) M_0$ (travée intermédiaire)
- ✓ $M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha / 2) M_0$ (travée de rive)
- ✓ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

$0.6 M_0$ pour une poutre a deux travées.

$0.5 M_0$ pour les appuis voisins appuis de rive d'une à plus de deux travées.

$0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

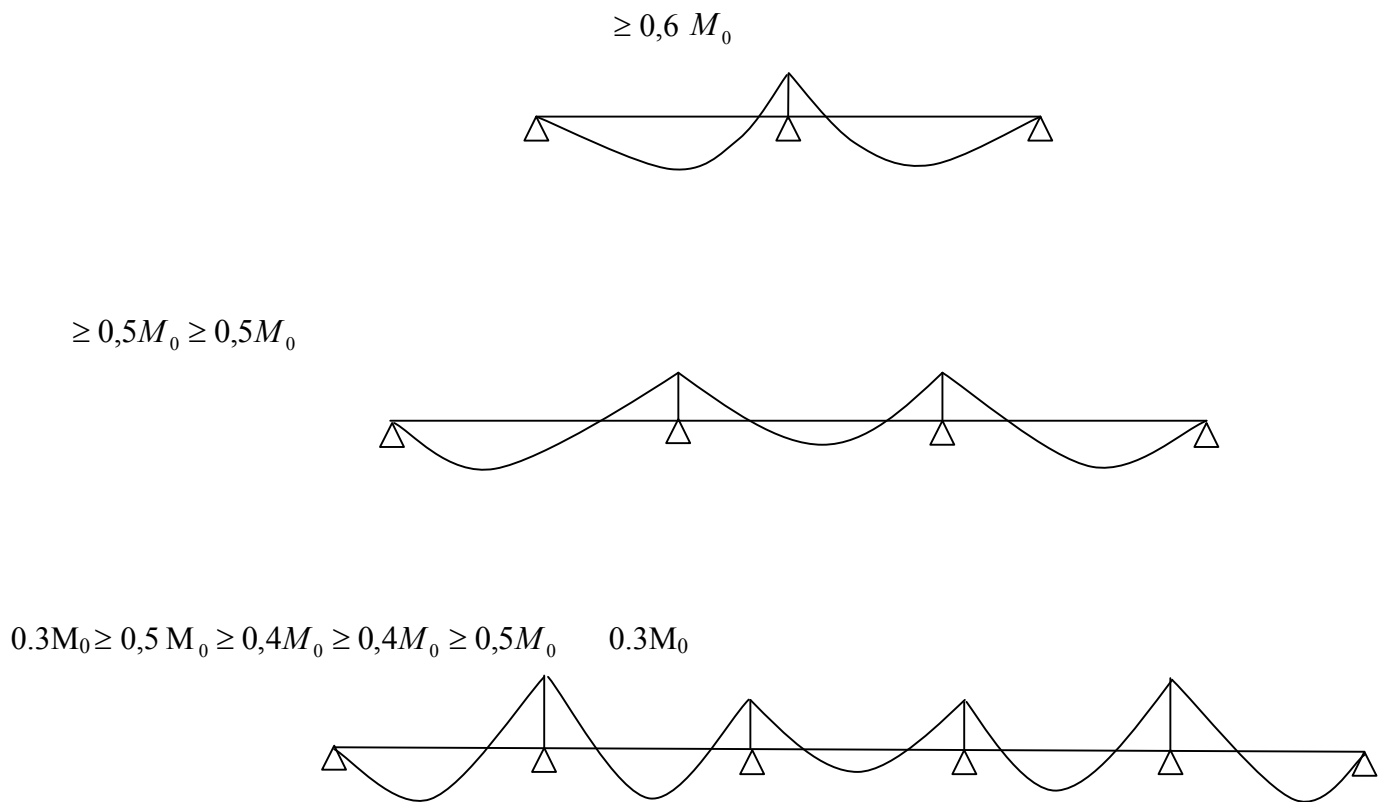


Figure-I.6

- calcul des coefficients**

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w, M_e : le respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

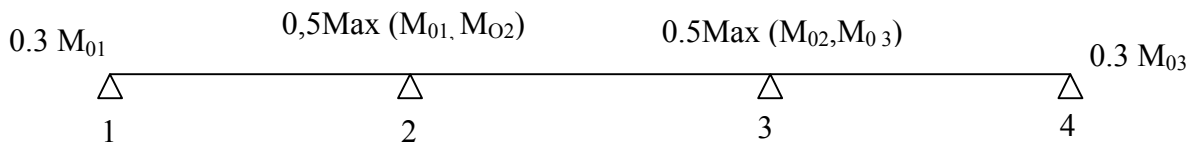
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{5.68+2.5} = 0.305 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prise pour M_b, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

- travée intermédiaire : $M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$



On aura après calcul : $\alpha = 0,305$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,092$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0.546$$

$$\frac{1.2 + 0,3 \alpha}{2} = 0.646$$

- **calcul des moments en travée**

- ✓ **travée de rive**

$$\Rightarrow M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,646M_0$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,065M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,665M_0$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

- ✓ **Travée intermédiaire :**

$$\Rightarrow M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,065M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,615M_0$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} &\geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,6M_0 \\ \text{➤ } M_t &\geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,546M_0 \end{aligned}$$

On prend $M_t = 0,65 M_0$

- calcul des moments isostatiques à l'ELU

$Q_u = 7.422 \text{ KN/ml}$.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Portée de la travée (m)	3.8	3.9	3.9	3.5	3.9	3.9	3.8
$M_0 = ql^2/8$ (KN.m)	13.397	14.111	14.111	11.365	14.111	14.111	13.397

- calcul des efforts tranchants :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$V_e = V_w - q_u L$$

Avec V_w , V_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	4.020	7.055	7.055	5.644	5.644	5.644	7.055
M_e (KN.m)	7.055	7.055	5.644	5.644	5.644	7.055	4.020
V_w (KN)	-14.9	-14.111	-14.473	-12.988	-14.754	-14.473	-13.674
V_e (KN)	13.304	14.835	14.473	12.988	14.192	14.473	14.529
M_t (N.m)	9.378	9.172	9.172	7.387	9.172	9.172	9.378

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

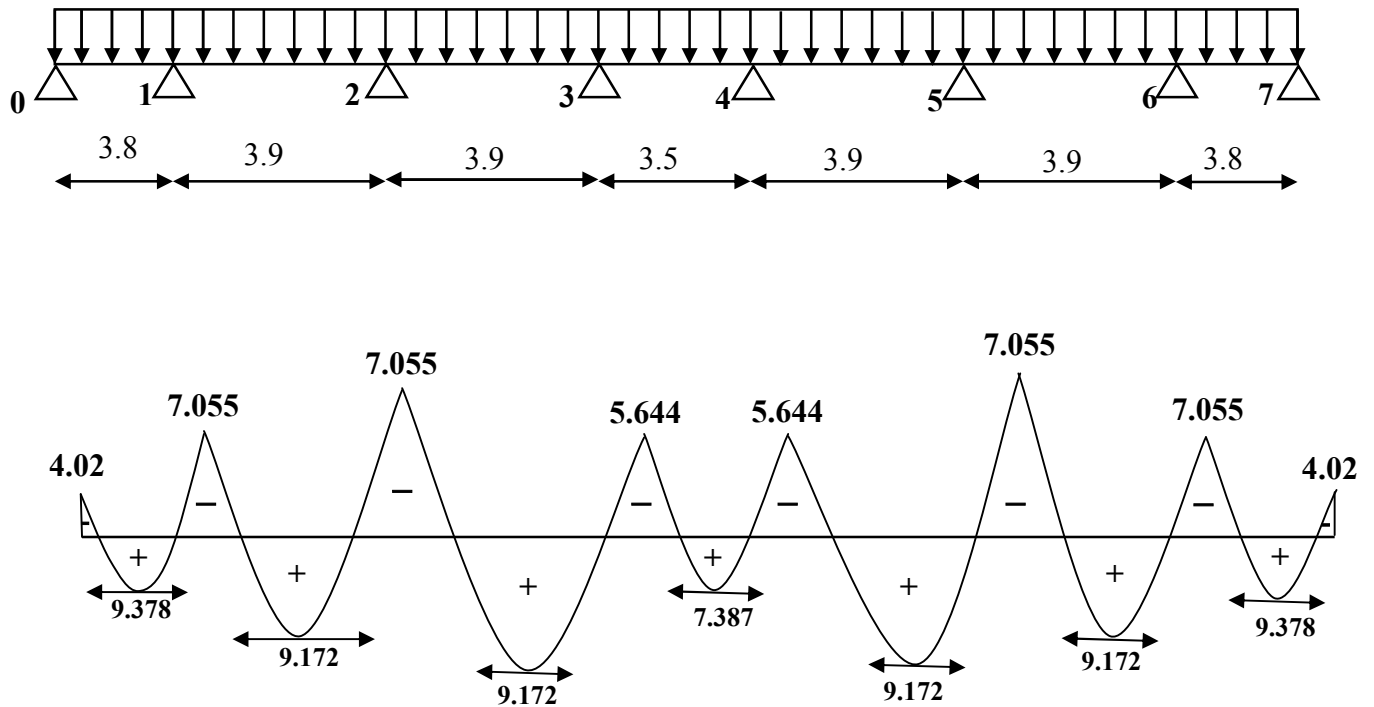
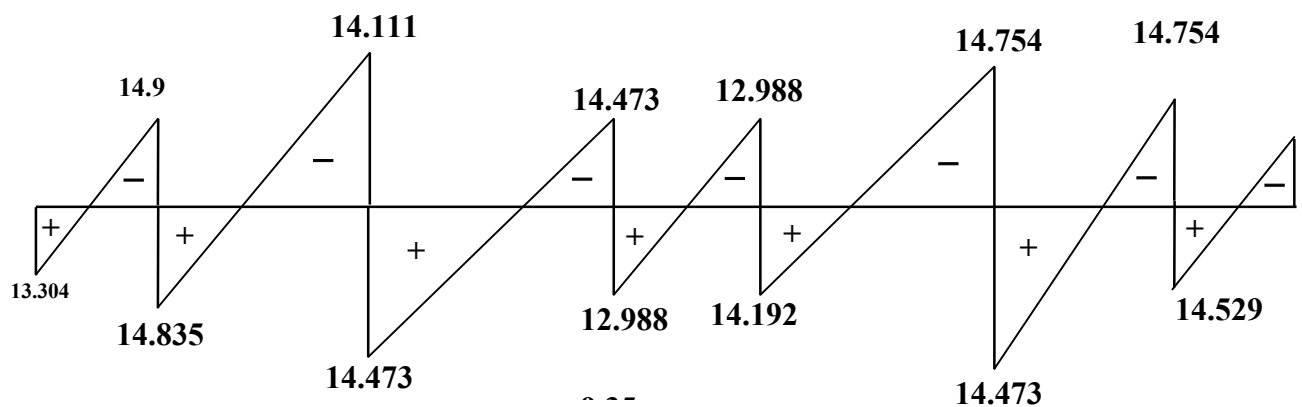


Figure I.7 Diagramme des moments à l'ELU (KN.m)



Figu .I.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [KN]

II-1-Ferraillage à l'ELU :

- calcul des armatures**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,378 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7,055 \text{ KN.m}$$

a) Armature en travée (longitudinales)

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 9,378 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h = 65 \times 20$) m^2

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,378 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{9,378 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,52 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

b) Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 7,055 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,055 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,055 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 18 \cdot 348} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,22 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5,71mm = 0,571cm$$

$$\phi \leq 0,571cm \text{ On prend } \phi = 8mm$$

$$\text{On adopt: } 2HA8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min(0,9d \cdot 40cm) = \min(16,2 \cdot 40) = 16,2cm$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \cdot 400}{12 \cdot 0,4} = 47,5cm$$

$$\text{On prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

✓ **Vérification à l'ELU**

a) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25MPa, 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,9 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,689MPa \quad \tau_u = 0,689MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \text{ «Condition vérifiée»}$$

b) Condition de non fragilité

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

En travée

$$A_t = 3,39cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis

$$A_a = 1,57cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence (Art. A.6.13/BAEL91)

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

• **En travée**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,9 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 3 \cdot \pi \cdot 12} = 0,813MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = 0,813MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Aux appuis**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,9 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180,3 \cdot \pi \cdot 12} = 0,976 MP_a$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 MP_a$$

$$\tau_{se} = 0,976 MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MP_a \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,267 b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 1000 \cdot 25 = 129,76 KN$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 KN$$

- **Appuis de rive**

$$V_{\max} = 14,9 KN < 129,76 KN \quad \text{«condition vérifiée»}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$V_{\max} = 14,835 KN < 129,76 KN \quad \text{«condition vérifiée»}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

- **Appuis de rive**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (14,9 + \frac{4,02}{0,9 \cdot 0,18}) = 1,14 cm^2$$

$$A = 1,57 \geq 1,14 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

- **Appuis intermédiaires**

$$A = 3,39 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (14,835 + \frac{7,055}{0,9 \cdot 0,18}) = 1,68 cm^2$$

$$A = 3,39 \geq 1,68 cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f) Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art. A6.1.23)

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

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 MPa$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 cm$$

Forfaitairement :

$$l_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } l_s = 45 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires

On doit vérifier que : $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{14,9 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,76 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

II-2-calcul à l'ELS

a) calcul des moments isostatiques

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

$$\text{ELU : } q_u = 7,422 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = 5,317 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad q_s / q_u = 0,716$$

b) Etat limite de la compression de béton

✓ En travée

$$M_t^{\max} = 6,71 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow K = 0,063$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6,71 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 125,2 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible, donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,063 \times 125,2 = 7,88 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

✓ Aux appuis

$$M_a^{\max} = 5,051 \text{ KN.m}$$

la table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100.1,57}{18.12} = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow \alpha_1 = 0,372 \rightarrow K = 0,039$$

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,05.10^3}{0,876.18.1,57} = 204 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0,039 * 204 = 7.956 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

d) vérification des ouvertures de fissuration

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

e) Etat limite de déformation (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise),

M_0 : moment isostatique,

L : portée libre,

M_t : moment de flexion,

B_0 : largeur de nervure.

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

«condition vérifiée »

$$2- \frac{h}{L} = 0,05 > \frac{6.71}{15.10,1} = 0,044$$

«condition vérifiée »

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{18.12} = 0,015 > \frac{4.8}{400} = 0,012$$

«condition non vérifiée »

Conclusion :

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

f) Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91)

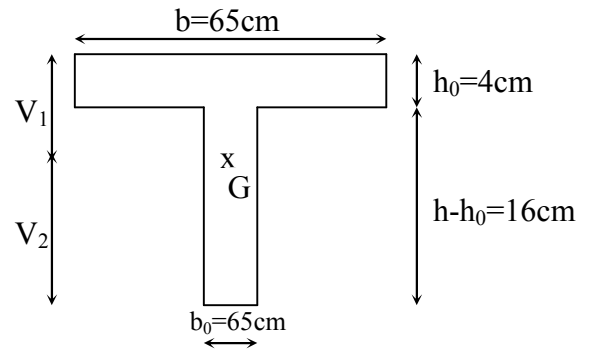
$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

**Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx**

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,43^3 + 12,57^3) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0156 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2.635$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,054$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 204 + 2,1} = 0,246$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 2,635 \times 0,246} = 14549,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 1,054 \times 0,246} = 19042,436 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{6,71 \times (3,9)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 14549,017} = 0,22 < \frac{L}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

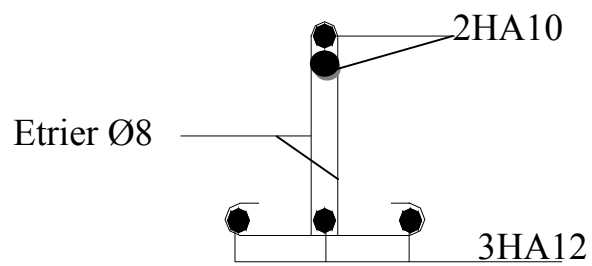
$$f_v = \frac{6,71 \times (3,9)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 19042,436} = 0,495 < \frac{L}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

Conclusion :

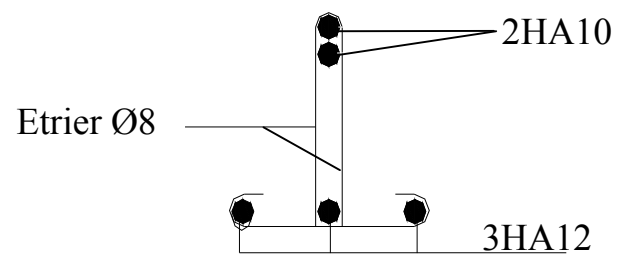
Les conditions sont vérifiées ~~pas de~~ ➔ risque de flexion (les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire).

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12=3.39cm²
- Aux appuis : 2HA10=1.57cm²



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

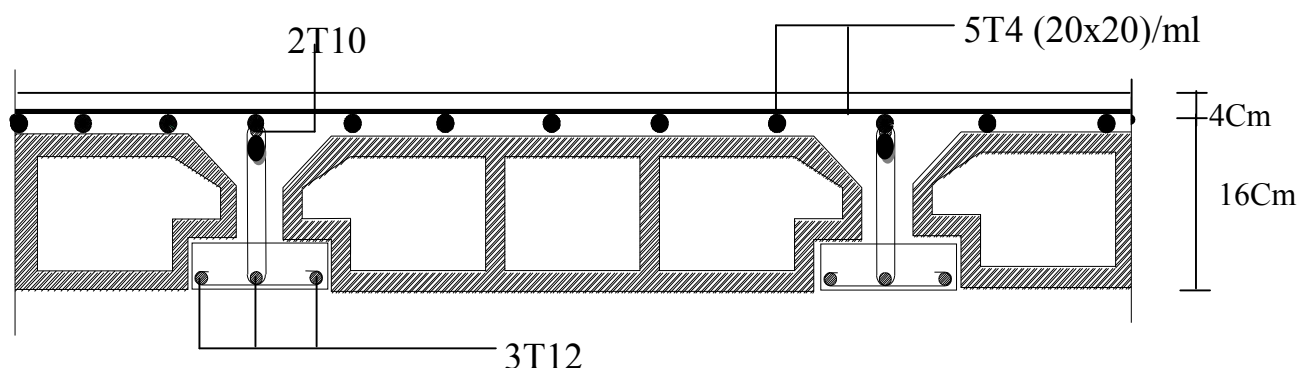


Figure I.9 : Plan de ferrailage du plancher

II- Calcul du balcon :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher ; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

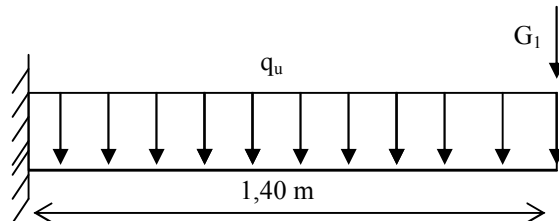


Schéma Statique

G_1 : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

II-1-Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du port à fond est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

II-2-Charge et surcharge du balcon :

Les charges permanentes :

Poids de la dalle pleine

$$G = 5.67\text{KN/m}^2$$

Poids de garde corps :

$$\text{-Mortier en ciment : } 2 \times 0.36 = 0.72\text{KN/ml}$$

$$\text{-Brique creuse : } 0.90\text{KN/ml}$$

$$G_1 = 0.72 + 0.9 = 1.62\text{KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5\text{KN /ml (uniformément repartie)}$$

II-3-Calcul à l'ELU :

a)Combinaisons de charge : 1,35G+1,5Q

$$\text{Pour la dalle : } q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5.67 + 3,5 \times 1,5) = 12,9\text{KN /ml}$$

$$\text{Pour le garde corps : } q_{u2} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.19$$

b) Calcul du moment :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} * l = \frac{12,9 \times 1,40^2}{2} + 2.19 * 1.40 = 15.714 \text{ KN.m}$$

II-4-Calcul à l'ELS :**a) Combinaisons de charge : G+Q**

Pour la dalle : $q_{s1} = (5,67 + 3,5) * 1 \text{ ml} = 9.17 \text{ KN /ml}$.

Pour le garde corps : $q_{s2} = 1.62 \text{ KN/ml}$

b) Calcul du moment :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} * l = \frac{9.17 \times 1,40^2}{2} + 1.62 * 1.40 = 12.05 \text{ KN.m}$$

II-5- Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

a) Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.71 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,0768 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

Donc : $A_c = 0$

$$\mu = 0,0768 \longrightarrow \beta = 0,960$$

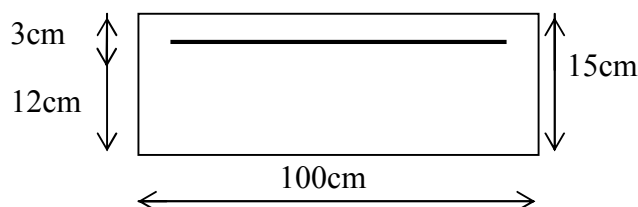
$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.71 \times 10^3}{0,960 \times 12 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$



II-6-Vérifications à l'ELU :**a)Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Espacement des barres :

-Armatures principales : $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

-Armatures répartitions : $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

b) Vérification au cisaillement (Art.5.1.211 / BAEL91)

$$\tau_u = \min (0,1 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b.d)}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,9 \times 1,4 + 2,19 = 20,25 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{20,25 \times 1000}{120 \times 1000} = 0,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c)Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3,14 \times 5 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,25 \times 10}{0,9 \times 12 \times 18,84} = 0,995 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s}$$

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

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

Soit la longueur hors du crochet égal a : $l_r = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

II-7-Vérification à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable $n = 1,6$.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Les contraintes dans le béton.

➤ **Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$**

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left[\left\{ \frac{2}{3} 400, \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \beta_1 d} \text{ Avec : } A_u = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_s = 12.05 \text{ KN m} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = \mathbf{0,471}$$

$\beta = 0.896 \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{12.05 \times 10^3}{5,65 \times 0,896 \times 12} = \mathbf{198.36 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{147.82 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.08} = \mathbf{0,03}$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 198.36 = \mathbf{5.95 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) :**

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (b) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (c) \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 (a) &\Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\
 (b) &\Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{8,98}{10 \times 8,98} = 0,1 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\
 (c) &\Rightarrow \left\{ \frac{A}{b d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}
 \end{aligned}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

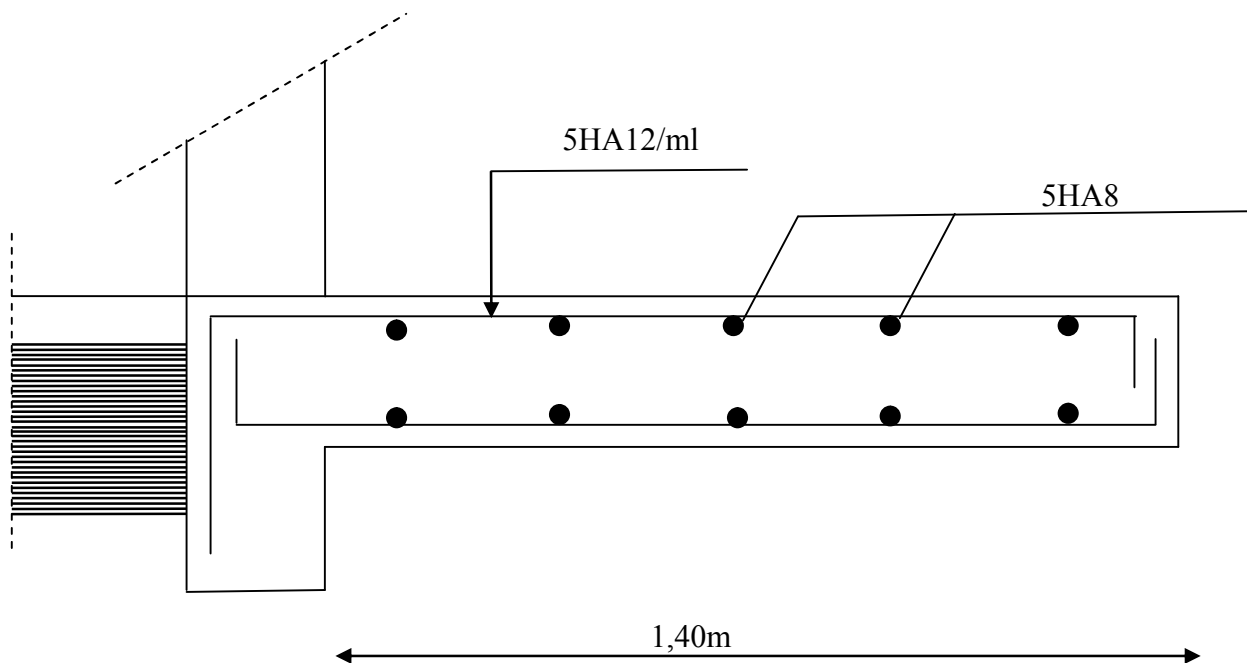


Figure III.3 : Ferrailage du balcon

III- : ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE :

III.1 : poutre de chaînage :

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

III.2 : Pré dimensionnement de la poutre :

✓ **hauteur h_t :**

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

Avec : $L_{\max}$ est la portée entre nus des appuis.

$$\begin{aligned} L_{\max} = 3.50\text{m} &\Rightarrow \frac{3.50}{15} \leq h_t \leq \frac{3.50}{10} \\ &\Rightarrow 23\text{cm} \leq h_t \leq 35\text{cm} \end{aligned}$$

D'après le RPA ver2003 (Ar.7.5.1),

La condition ($h \geq 30\text{cm}$.) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit $h_t = 30\text{cm}$.

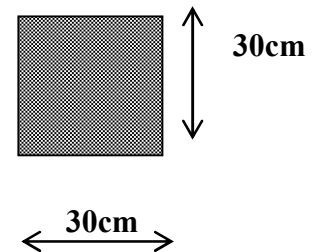


Figure. III-1 : Coupe verticale d'une poutre palière.

✓ **Largeur b :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t. \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

On prend $b=30\text{cm}$.

La section de notre poutre de chaînage est (30x30).

Vérification des exigences du (RPA.ver.2003) Art7.4.1 :

- $h \geq 30$ condition est vérifiée.
- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifié.
- $\frac{h_t}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \Rightarrow$ condition est vérifiée

III.3: Détermination des charges et surcharges

➤ Poutre de chaînage au niveau des portes à faux

-Charges permanentes :

Le poids propre de la poutre..... $0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre de mur en double cloison..... $2,36(3.06-0,40) = 6.28 \text{ KN/ml}$.

Le poids du plancher..... $5,68 \times 0,65/2 = 1.846 \text{ KN/ml}$

$$G_p = 10.38 \text{ KN/ml.}$$

-Surcharges d'exploitation :

$$Q = 3,5 \times 0,65/2 = 1.14 \text{ KN/ml}$$

Combinaison des charges à l'ELU :

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

$$q_u = 1,35(10.38) + 1,5(1.14) = 15.72 \text{ KN/ml}$$

➤ Schéma statique à l'ELU:

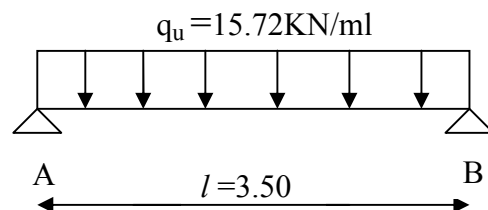


Figure III.3: schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

III.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ Les moments fléchissant:

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15.72 \times 3.50^2}{8} = 24.07 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis : $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 24.07 = 7.22 \text{ KN.m}$

▪ En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.07 = 20.45 \text{ KN.m}$

➤ Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.72 \times 3.50}{2} = 27.51 \text{ KN}$$

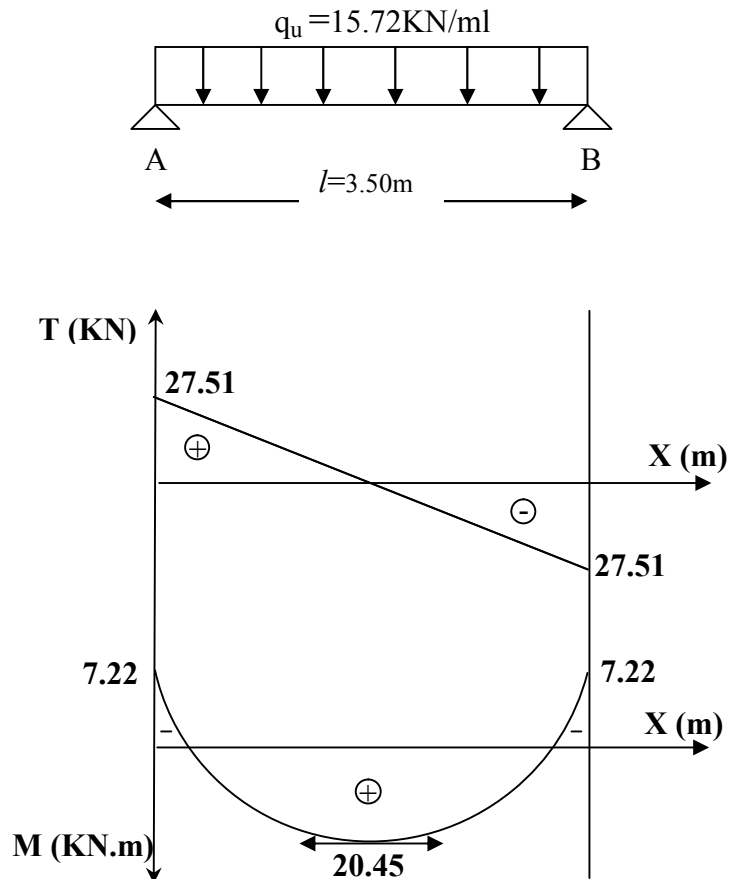
Diagramme des efforts internes à l'ELU :

Figure (III-4) : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Calcul des armatures :✓ **En travée :**

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

Soit un enrobage $c=2\text{cm}$; $d=28\text{cm}$.

$$\mu = \frac{20.45 \times 10^2}{30 \times 28^2 \times 1.42} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0.061 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0.969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{20.45 \times 10^2}{0.969 \times 28 \times 34.8} = 2.17\text{ cm}^2.$$

On opte : 3HA12= 3.39cm².

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.22 \times 10^2}{30 \times 28^2 \times 1.42} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0.022 \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7.22 \times 10^2}{0.989 \times 28 \times 34.8} = 0.749 \text{ cm}^2. \text{ On opte : } \boxed{3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.}$$

Vérification à l'E.L.U :✓ **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.014 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91, md99/Art. A5.1.211) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{27.51 \times 10^3}{300 \times 2800} = 0.033 \text{ Mpa.}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.032 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****Sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4}{\gamma_b} b \cdot d \cdot 0.9 \cdot f_{c28} \Rightarrow T_u \leq \frac{0.4}{1.5} \times 30 \times 28 \times 0.9 \times 2.5 = 504 \text{ kN.}$$

$$T_u = 27.51 \text{ kN} \lll 504 \text{ kN} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

• **Sur les armatures inférieures :**

$T_u = 27.51 \text{ KN}$, $M_a = 7.22 \text{ kn.m}$, $d = 28 \text{ cm}$.

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{40} \left[27.51 + \frac{-7.22}{0.9 \times 28} \right] = -0.79 \text{ cm}^2$$

$A_u = 0.79 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{300}{10} \right\} = \min \{8.57; 12; 30\}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

On opte comme armatures transversales : $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$ (Soit un cadre)

✓ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}; \text{ soit : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

La section d'armatures transversales doit vérifiée la condition :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{30 \times 20} = 0.673 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa}. \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Vérification selon le R.P.A 99 :

D'après le R.P.A 99, l'espacement est donné selon deux zones.

✓ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \text{ cm} \right\}.$$

$$S_t \leq \min \{7.5; 12; 30 \text{ cm}\}.$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit : 15 cm .

Selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003.S.b.$$

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \geq A_{\min} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

Combinaison des charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q.$$

$$q_{sp} = 10.38 + 1.14 = 11.52 \text{ KN/ml}$$

➤ **Schéma statique :**

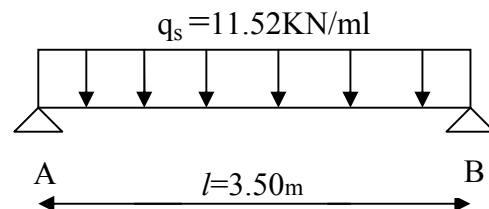


Figure (III.5) : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

Calcul des moments et des efforts tranchants :

➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.52 \times 3.50^2}{8} = 17.64 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis :** $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 17.64 = 5.29 \text{ KN.m}$

▪ **En travée :** $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 17.64 = 14.99 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.52 \times 3.50}{2} = 20.16 \text{ KN}$$

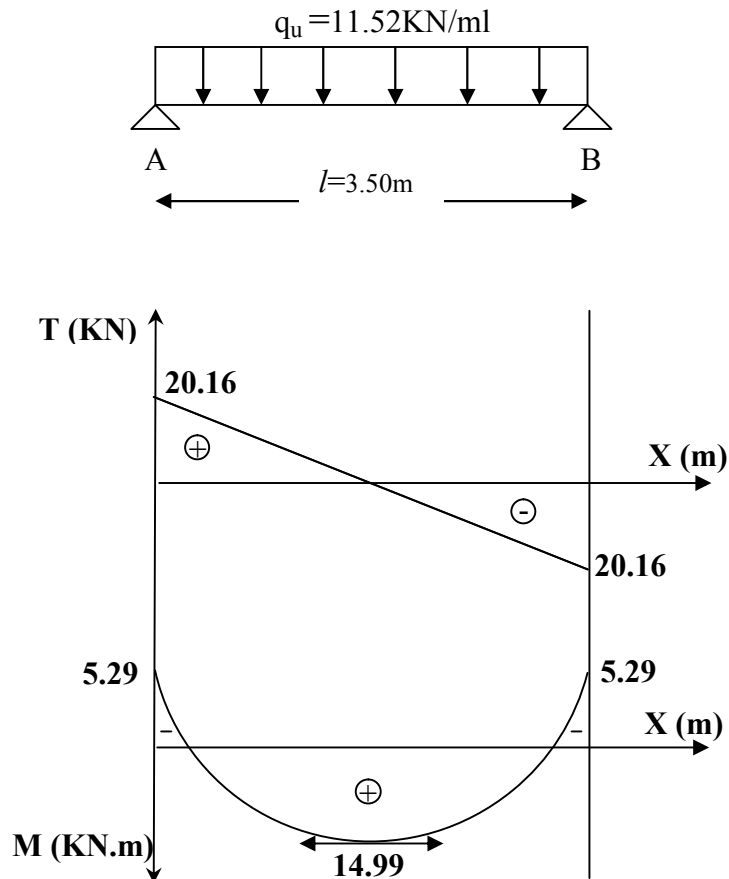
Diagramme des efforts internes à l'ELS :

Figure (III-5) : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

Vérifications à l'ELS :✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures : (BAEL 91 / Art A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

✓ **Etat limite de compression du béton : (BAEL 91/ Art B.6.6.1)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A} ; \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 x d} \rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1 .$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 5.29 \text{ KN.m}, A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 28} = 0,403 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ \kappa_1 = 36.02. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{5.29 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 235} = 87.67 \text{ MPA}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{87.67}{36.02} = 2.43 \text{ MPA}. \quad \sigma_{bc} = 2.43 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}. \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **En travée :**

$$M_s = 14.99 \text{ KN.m}, A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 28} = 0,403 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.902 \\ \kappa_1 = 36.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{14.99 \times 10^6}{0,907 \times 280 \times 339} = 174.12 \text{ MPA}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{174.12}{36.02} = 4.83 \text{ MPA}. \quad \sigma_{bc} = 4.31 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

✓ **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

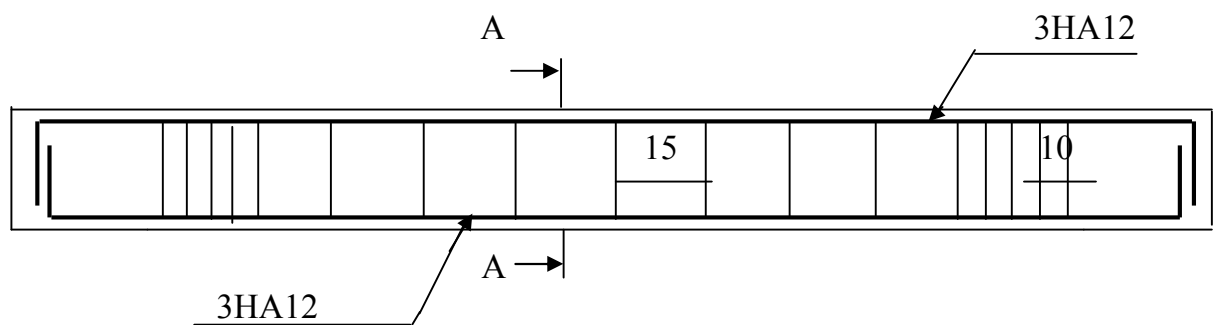
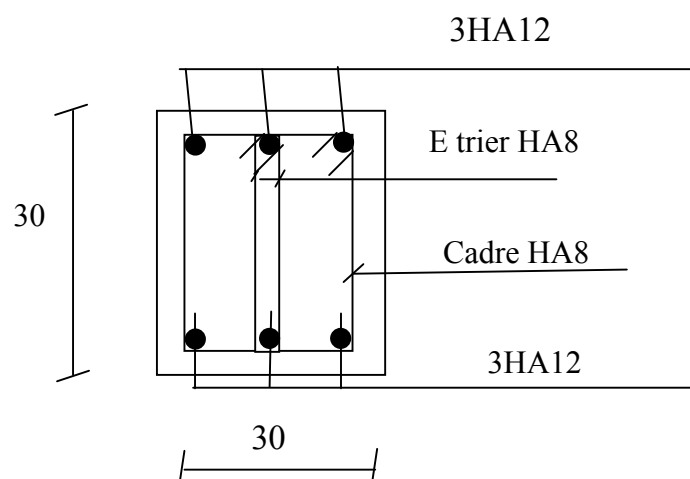
Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{350} = 0,0857 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{30}{345} = 0,0857 \geq \frac{14.99}{10 \times 17.64} = 0,0849 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

$$3) \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 28} = 0,00403 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage :**COUPE A-A**

IV.1. Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère «N» et d'une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

- Dimension de l'acrotère

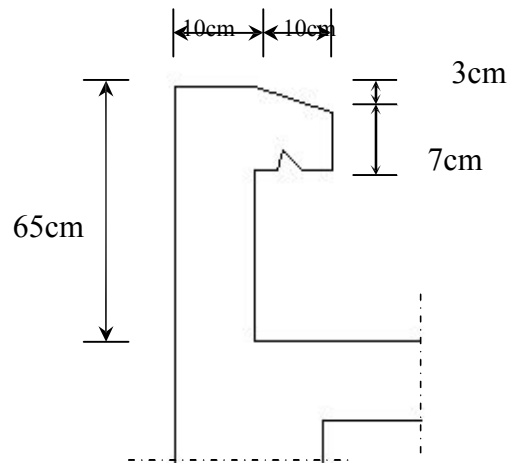


Fig III.1 : coupe transversale de l'acrotère

IV.2.1 Calcul des sollicitations

- Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot 1\text{m}$

ρ : Poids volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.55 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 25 \times 0.0735 = 1.8375 \text{ kN/ml}$$

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

- Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.8375 \text{ kN}$

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

Effort normal dû à la surcharge Q : $N_q = 0$

Moment de renversement dû à G : $M_g = 0$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN.m}$

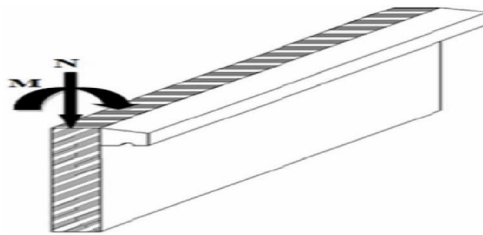
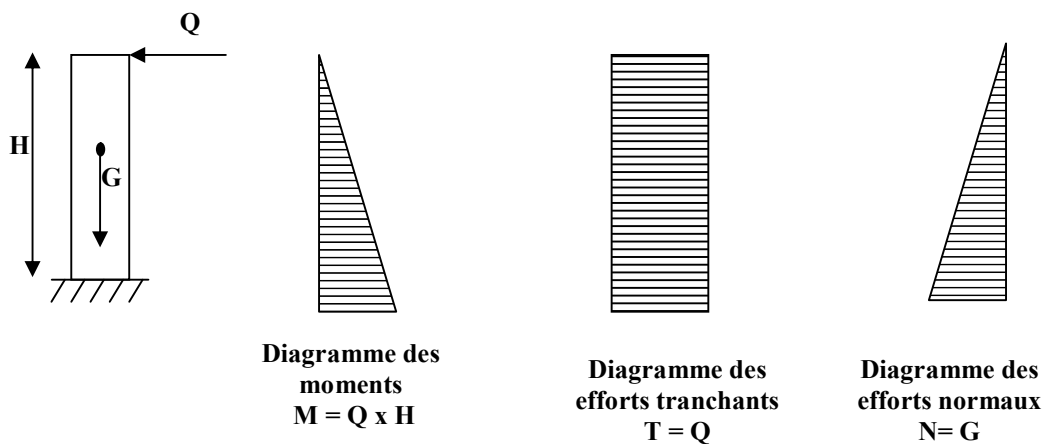


Fig. III.2 : Coupe en 3 de l'acrotère



IV.2.2. Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.8375 = 2.481 \text{ kN}$$

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

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN.m}$$

ELS: $G + Q$

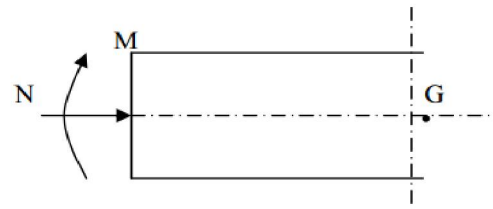
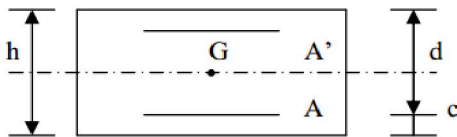
$$N_s = N = 1.8375 \text{ kN}$$

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

$$M_s = M = 0.65 \text{ kN.m}$$

IV.2.3. 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 le vérifierons à l'ELS.

IV.2.4 Calcul à L'ELU :

1-Calcul de l'excentricité :

$$\bullet \quad e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{2.48} = 0.393 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad y = \frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

Avec : M_U : moment dus à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

y : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

$$\text{Donc : } e_u = 40 \text{ cm} > h/2 - c = \frac{10}{2} - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

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 :**

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

$$M_f = 2.481 \times \left[0.40 + \left(\frac{0.1}{2} \right) - 0.03 \right] = 1.04 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.04 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0149 < \mu_l = 0.392$$

→ $\mu_u = 0.0149 < \mu_l = 0.392$ → La section est simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.01 \rightarrow \beta = 0.992$$

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

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

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1.04 \times 1000}{0.992 \times 348 \times 7} = 0.43 \text{ cm}^2$$

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

3-Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\delta_s} = 0.43 - \frac{2.48 \times 1000}{348 \times 100} = 0.358 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5H8 = 2.51 cm²

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

IV.2.5 Vérification à l'ELS:

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

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

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

$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A = 2.51 \text{ cm}^2$ → la condition est vérifiée

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée, donc nous adopterons une section

$A_s = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.628 \text{ cm}^2$$

On adoptera $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 22 \text{ cm}$.

2-Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

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

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.

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

Il faut vérifier que

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \Pi Q = 5 \times \Pi \times 8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 12.56} = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.190 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4-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 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

3-Espacement des barres:

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

On a adopté un espacement de $20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

IV.2.6 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 : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} \text{ (Art A.4.5,32/BAEL99)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta=1.6 \text{ H.A} ; \eta=1 \text{ R.L}\}$ et dans notre cas : $\eta = 1.6$.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \{266.6, \max (200, 201.63)\} \rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.36$$

$$\rho_1 = 0.359 \rightarrow \beta_1 = 0.947$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.65 \times 10^3}{0.947 \times 7 \times 2.51} = 39.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{39.06}{79.3} = 0.492 \text{ MPa} \quad (\beta = 0.947 ; K_1 = 79.3)$$

$$\sigma_{bc} = 0.492 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissurations dans le béton comprimé.

IV.2.7 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ (RPA 99 version 2003/ Art 6.2.3)

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

A = 0.15 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

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

Dans notre cas (élément en console) : Cp = 0.8

Wp : Poids de l'acrotère (Wp = 1.8375 kN/ml)

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8375 = 0.882 \text{ kN/ml}$.

$F_p = 0.882 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

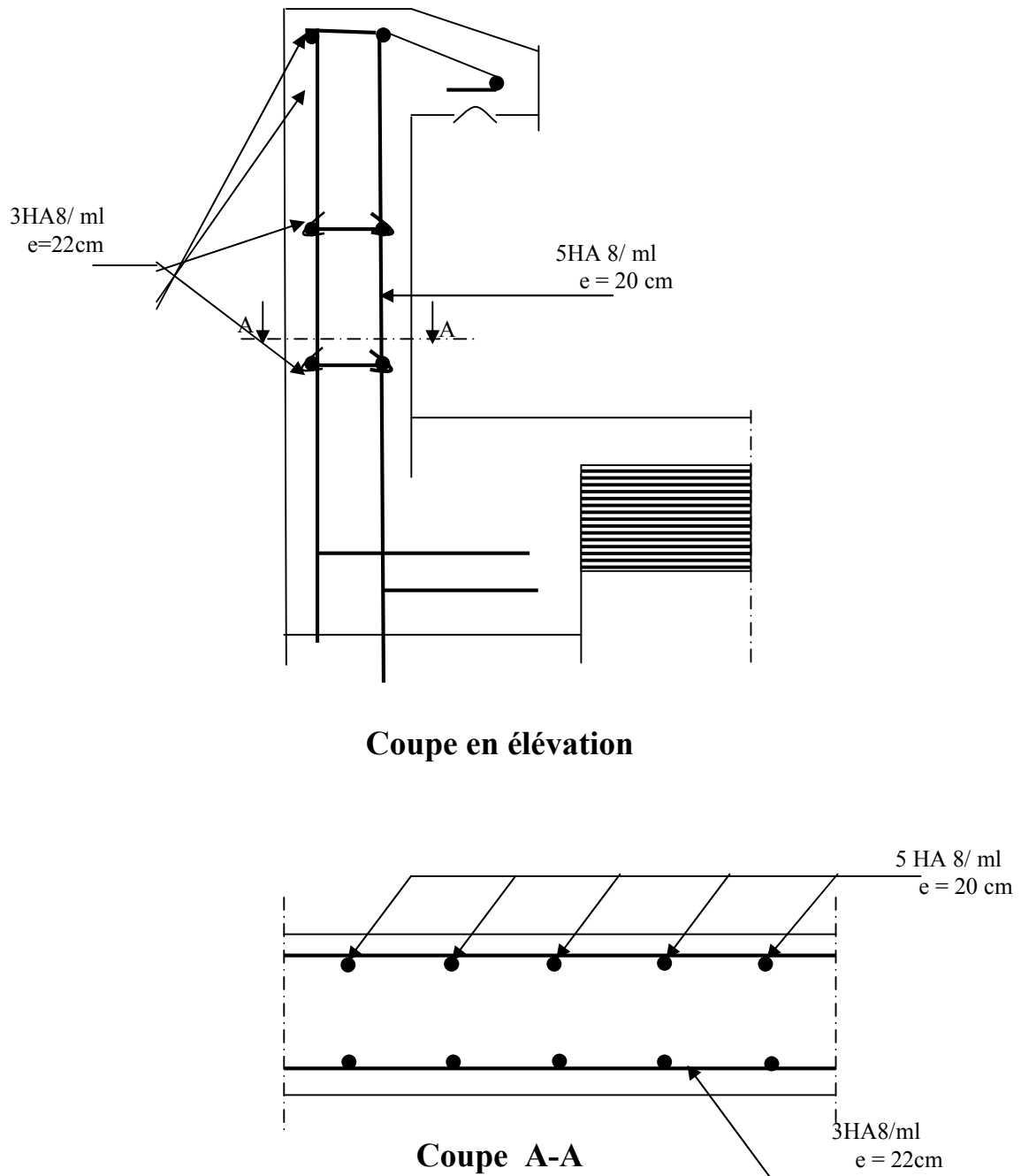


Fig.III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

V-A-Escalier:

V-1-Définition :

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.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.

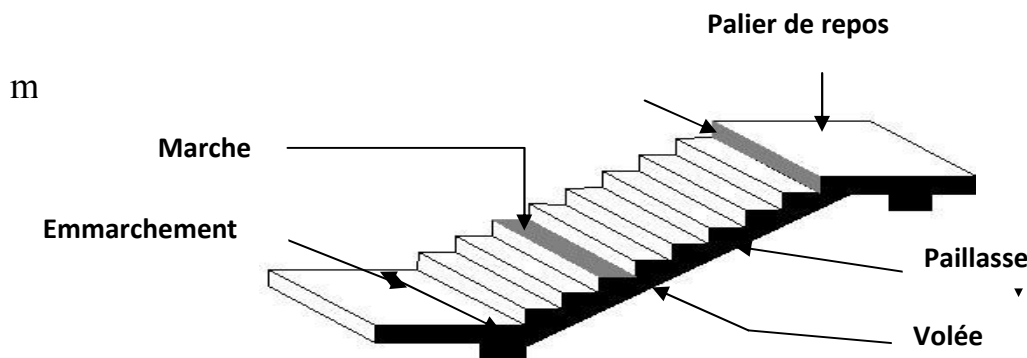


Figure V-1 Schéma général d'une volée

Caractéristiques dimensionnelles :

✓ **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

✓ **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Hauteur de la contre marche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

- ✓ **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22\text{ cm} \leq g \leq 33\text{ cm}$.
- ✓ **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

- ✓ Le rapport **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.
est appelé raideur de l'escalier.

V-2-Cage d'escalier (Etage courant)

V-3-dimensionnement :

On a deux volées identiques et un autre différent, donc le calcul se fera pour deux volées de hauteur de 1.53 m. Pour un bâtiment à usage habitation, 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 ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm}$).

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

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

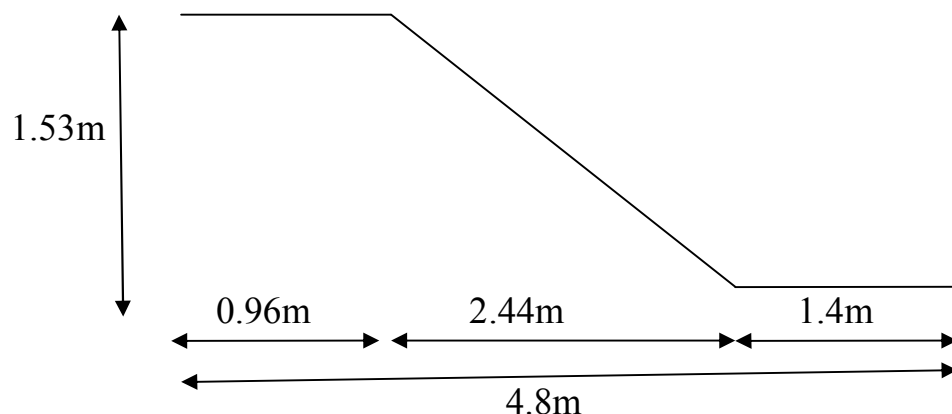


Figure V-2- : Schéma statique d'escalier

- **La hauteur de la marche h :**

On a $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Et $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :

$$h=17\text{cm}.g=32\text{cm} \longrightarrow$$

- **Nombre de contre marches n :**

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

- **Nombre de marche m :**

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

- **Pré dimensionnement de la paillasse et palier de repos :**

$$H = 17 \times 9 = 153\text{cm}$$

$$L_1 = 9 \times 32 = 288\text{cm}$$

$$L_2 = 370 - 288 = 82\text{cm}$$

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{32} = 0.531 \quad \rightarrow \quad \alpha = 27.97^\circ$$

Longueur réelle de la paillasse:

$$L' = \frac{L_1}{\cos 27.97} = 3.26\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

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

$$\text{Avec } L = L' + L_2 = 3.26 + 0.82 = 4.08\text{m}$$

D'où

$$\frac{408}{30} \leq e_p \leq \frac{408}{20} \quad \rightarrow \quad 13.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.4 \text{ cm} \quad e_p = 15 \text{ cm} \blacktriangleright$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

V-4- Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

➤ **Les charges permanentes :****Le palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m)
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 beton	0.15	25	3.75

$$G_{\text{total}} = 5.27 \text{ kN/m}$$

Tableau V-1 : Charges permanentes du palier

$$Q_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2 * l = 2.5 \text{ kN/ml}$$

La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
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	$E_p / \cos \alpha =$	25	4.25

$$G_{\text{v total}} = 8.09 \text{ kN/ml}$$

Tableau V-2 : Charges permanentes de la volée

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2 * l = 2.5 \text{ kN/ml}$$

V-4-1-calcul à l'ELU

Combinaison des charges : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$.

Palier: $q_{upl} = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) = 10.8645 \text{ KN / ml}$.

Volée: $q_{uv} = (1.35 \times 8.09 + 1.5 \times 2.5) = 14.67 \text{ KN / ml}$.

ELS: $q_s = (G + Q)$.

Palier: $q_{spl} = (5.27 + 2.5) = 7.75 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_{sv} = (8.09 + 2.5) = 10.59 \text{ KN / ml}$.

Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

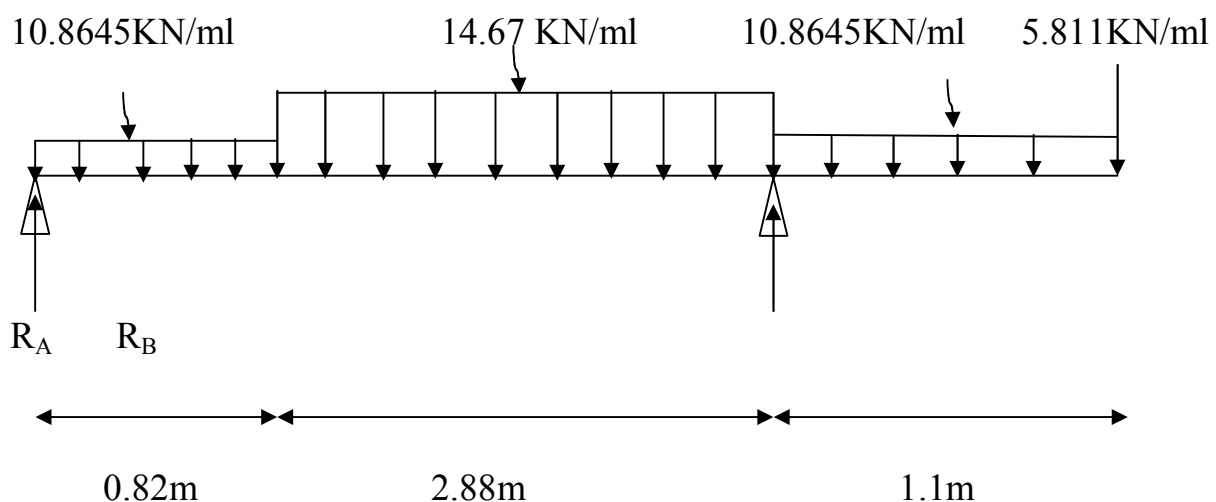


Figure V-3 : schéma statique d'escalier

- Les réactions aux appuis :**

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B - [(10.8645 \times 0.96) + (14.67 \times 2.44) + (10.8645 \times 1.4) + 5.811] = 0$$

$$R_A + R_B = 67.246 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; -R_B \times l + q_1 l_1 l_1 / 2 + q_2 l_2 (l_2 / 2 + l_1) + q_3 l_3 (l_3 / 2 + l_1 + l_2) + Q \times L$$

$$R_B \times l = 173.5 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 51.03 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; R_A = 16.215 \text{ KN}.$$

- Calcul des efforts internes:

Tronçon $0 \leq x \leq 0.96\text{m}$

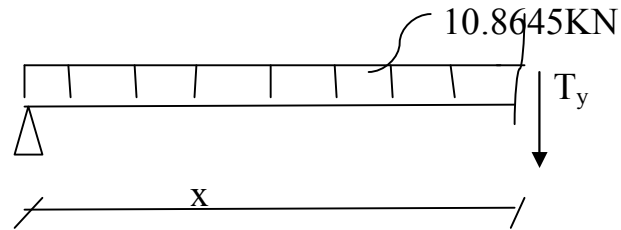


Figure V-4 : Tronçon 1

Effort tranchant :

$$-10.864X + 16.215$$

$X = 0 \text{ m}$	$T_y = 16.215 \text{ KN}$
$X = 0.82 \text{ m}$	$T_y = 5.785 \text{ KN}$

Moment:

$$-10.8645 \cdot \frac{x^2}{2} + 16.215X$$

$X = 0$	$M_z = 0 \text{ KN.m}$
$X = 0.82 \text{ m}$	$M_z = 10.56 \text{ KN.m}$

Tronçon $0.96 \leq x \leq 3.4\text{m}$:

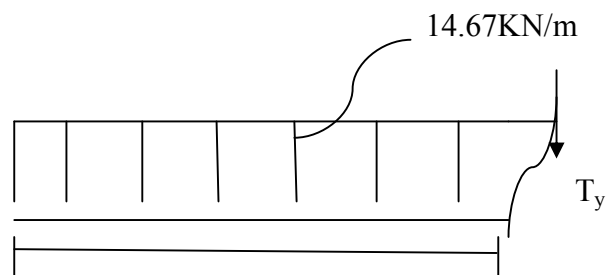
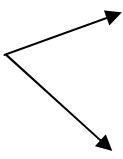


Figure V-5 : Tronçon 2

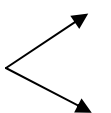
Effort tranchant :

$$-14.67X + 19.868$$


$$X=0.96 \text{ m} \quad T_y=5.785 \text{ KN}$$

$$X=3.4 \text{ m} \quad T_y=-30.01 \text{ KN}$$

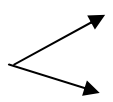
Moment:

$$-7.335X^2 + 19.868X - 1.753$$


$$X=0.96 \text{ m} \quad M_z=10.56 \text{ KN.m}$$

$$X=3.4 \text{ m} \quad M_z=-18.99 \text{ KN.m}$$

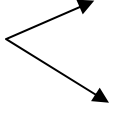
Tronçon $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$:**Moment:**

$$-5.811X - 10.8645X^2/2$$


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

$$X=1.4 \text{ m} \quad M_z=18.7826 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$5.811 + 10.8645X$$


$$X=0 \quad T_y=5.811 \text{ KN}$$

$$X=1.4 \text{ m} \quad T_y=21.02 \text{ KN}$$

Le moment M_z est maximal pour $T_y(x)=0$

$$0 \leq x \leq 0.96 \text{ m}$$

$$T_y(x)=0 \longrightarrow X=16.215/10.8645=1.49 \text{ m} > 0.96 \text{ m}$$

$$X=0.96 \text{ m} \longrightarrow M_z(0.96)=10.56 \text{ KN.m}$$

$$0.96 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$$

$$T_y(x)=0 \longrightarrow X=19.868/14.67=1.35 \text{ m}$$

$$X=1.35 \text{ m} \longrightarrow M_z(1.35)=11.7 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$T_y(x)=0 \longrightarrow X=-5.811/10.8645=-0.53 \text{ m}$$

$$X=1.4 \text{ m} \longrightarrow M_z(1.4)=-18.782 \text{ KN.m}$$

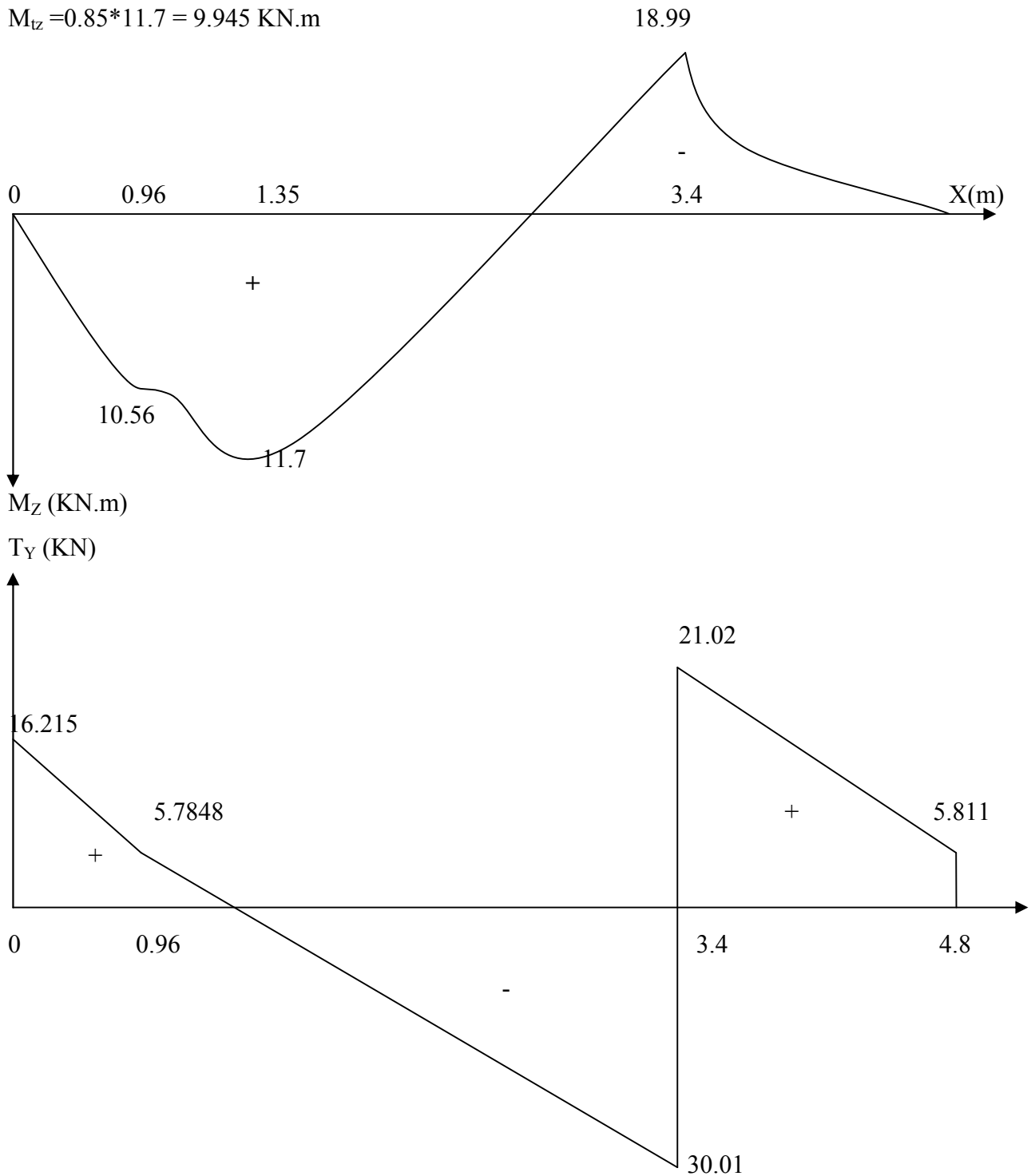
Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_Z^{max} par des coefficients de correction

On obtient ainsi :

$$M_{az} = -0.3 * 11.7 = -3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{tz} = 0.85 * 11.7 = 9.945 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

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 :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

a) Aux appuis : $M_a = -3.51 \text{ kN.m}$.**➤ Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0146$$

$$\mu_a = 0.0146 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0.0146 \longrightarrow \beta_1 = 0.992$$

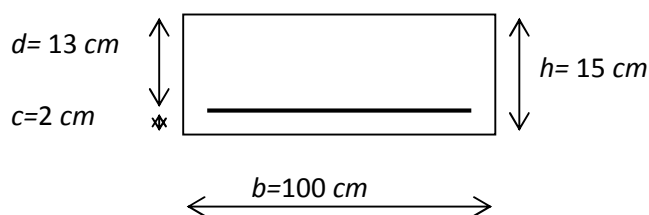
$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.51 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) En travée : $M_t = 9.945 \text{ kN.m}$**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{9.945 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu_t = 0.041 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.075 \longrightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.945 \times 1000}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.245 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rt} = 5\text{HA}12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

a) Aux appuis :

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travées :

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2-Espacement des barres :

Armatures principales :

$$S_t \max = 20 \text{ cm} < \min \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armatures répartitions :

$$S_t \max = 20 < \min \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b d} = \frac{30.01 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } T_{u\max} : \text{effort tranchant maximal } T_{u\max} = 30.01 \text{ kN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 MPa \right\} = \min \{3,33; 5 MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0,23 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313 **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \text{ Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 13 \times 10}{1,5} = 780 KN$$

$$V_u^{\max} = 30,01 < 780 KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur Les armatures: Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(30,01 + \frac{(3,51) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = 0,173 cm^2$$

$$A_a = 3,92 cm^2 \geq 0,173 cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

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

Aux appuis :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{30,01}{0,9 \times 130 \times 15,7} = 0,016 MPa$$

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

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 cm$$

$$\tau_{se} = 0,016 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \quad \text{condition est vérifiée.}$$

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

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

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour l'appui A : $\phi = 1 \text{ cm}$.

$$L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$$

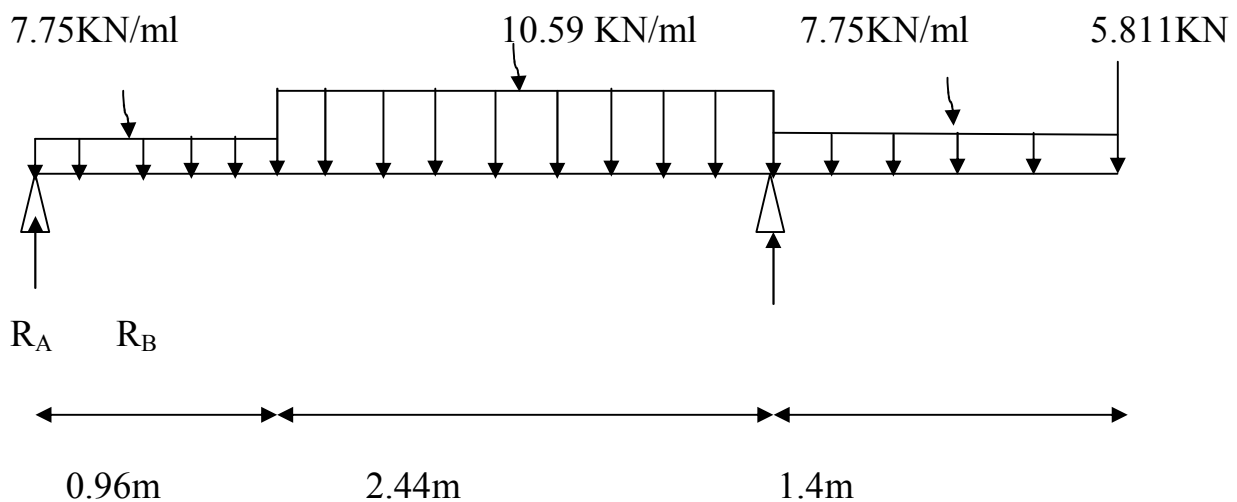
V-4-2-Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :

Figure V-6- :Schéma statique d'escalier a l'ELS.

- Les réactions aux appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ;$$

$$R_A + R_B = (7.75 \times 0.96) + (10.59 \times 2.44) + (7.75 \times 1.4) + 5.811$$

$$R_A + R_B = 49.94 \text{ kN}$$

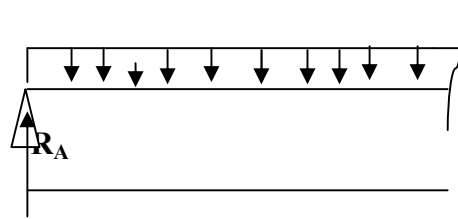
$$\Sigma M / A = 0 ; -R_B \cdot l + q_1 l_1 l_1 / 2 + q_2 l_2 (l_2 / 2 + l_1) + q_3 l_3 (l_3 / 2 + l_1 + l_2) + Q \cdot L = 0$$

$$R_B \cdot (0.96 + 2.44) = (7.75 \cdot 0.96^2 / 2) + 10.59 \cdot 2.44 \cdot (2.44 / 2 + 0.96) + 7.75 \cdot 1.4 \cdot (1.4 / 2 + 0.96 + 2.44) + 5.811 \cdot 4.8 = 132.3$$

$$R_B = 38.91 \text{ kN}$$

$$R_A = 11.03 \text{ kN}$$

Tronçon 1 : $0 \leq X \leq 0.96\text{m}$



Effort tranchant :

$$\begin{array}{lcl}
 & \nearrow & X=0 \quad T_Y=11.03\text{KN} \\
 -7.75x+11.03 & & \\
 & \searrow & X=0.96\text{m} \quad T_Y=3.59\text{KN}
 \end{array}$$

Moment:

$$\begin{array}{lcl}
 & \nearrow & X=0 \quad M_Z=0\text{KN.m} \\
 -7.75x^2/2+11.03x & & \\
 & \searrow & X=0.96 \quad M_Z=7.02\text{KN.m}
 \end{array}$$

Tronçon 2: $0.96\text{m} \leq X \leq 3.4\text{m}$

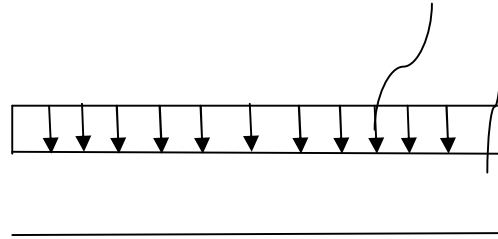
Effort tranchant :

$$\begin{array}{lcl}
 X=0.96 \quad T_Y=3.59\text{KN} & \nearrow & \\
 -10.59X+13.756 & & \\
 X=3.4\text{m} \quad T_Y=-22.25\text{KN} & \searrow &
 \end{array}$$

Moment:

$$\begin{array}{lcl}
 & \nearrow & X=0.96 \text{ m} \quad M_Z=7.02\text{KN.m} \\
 -5.295(X-0.96)^2+3.59X+3.57 & & \\
 & \searrow & X=3.4\text{m} \quad M_Z=-15.75 \text{ KN.}
 \end{array}$$

$$q_s = 7.75 \text{ KN}$$



Tronçon 3: $0 \leq X \leq 1.4\text{m}$

Effort tranchant :

$$7.75X + 5.811$$

$X=0$	$T_Y = 5.811 \text{ KN}$
$X=1.4\text{m}$	$T_Y = 16.66 \text{ KN}$

Moment:

$$-5.811X - 7.75X^2/2$$

$X=0$	$M_Z = 0 \text{ KN}$
$X=1.4\text{m}$	$M_Z = -15.73 \text{ KN}$

Le moment M_Z est maximal pour $T_{Y(x)} = 0$

$$0 \leq x \leq 0.96\text{m}$$

$$T_Y(x) = 0 \longrightarrow X = 11.03/7.75 = 1.42\text{m} > 0.96\text{m}$$

$$X = 0.96\text{m} \longrightarrow M_Z(0.96) = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$0.96 \leq x \leq 3.4\text{m}$$

$$T_Y(x) = 0 \longrightarrow X = 13.756/10.59 = 1.29\text{m}$$

$$X = 1.29\text{m} \longrightarrow M_Z(1.29) = 5.41 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1.4\text{m}$$

$$T_Y(x) = 0 \longrightarrow X = -5.811/7.75 = -0.75 \text{ m}$$

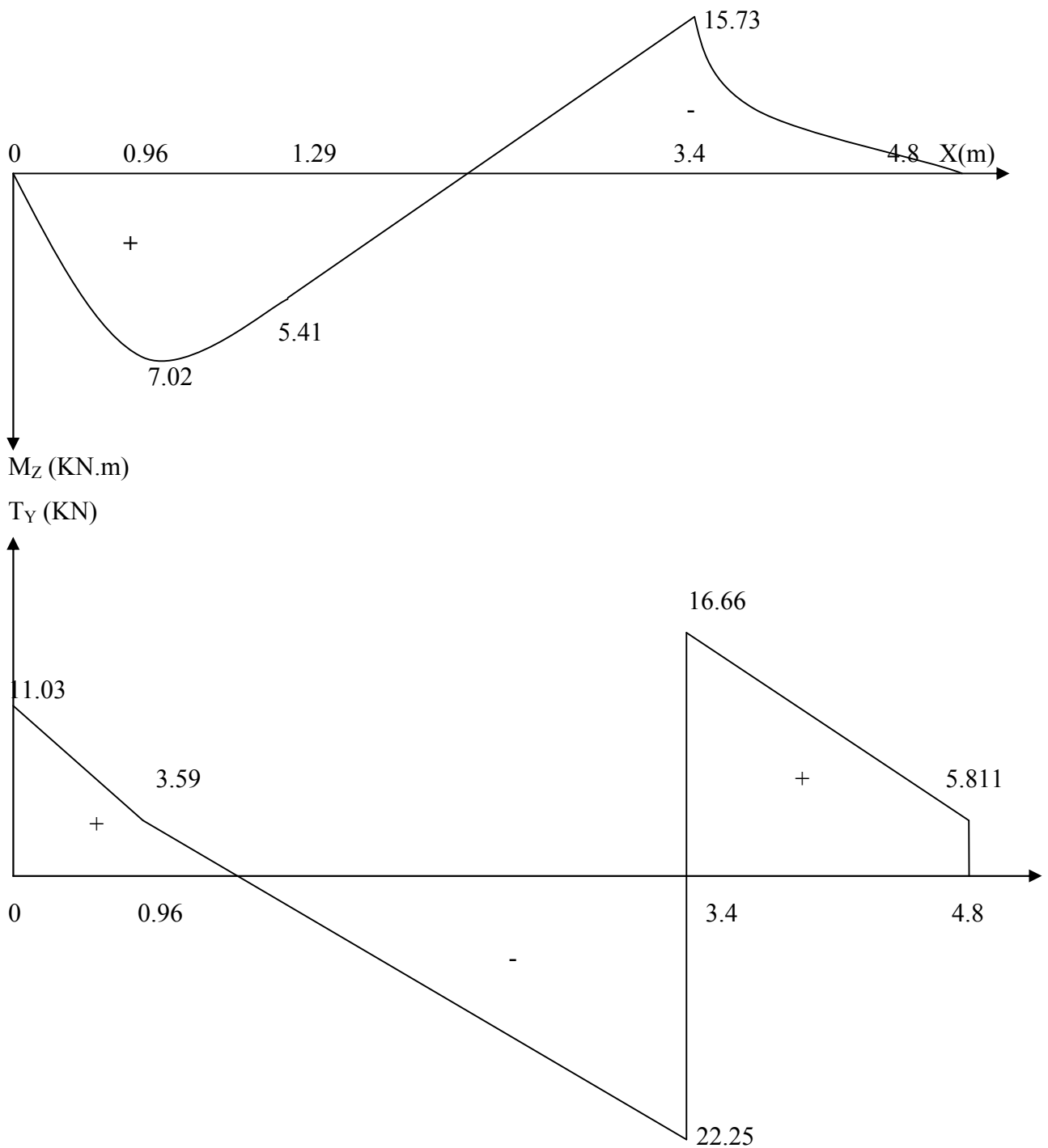
$$X = 1.4\text{m} \longrightarrow M_Z(1.4) = -15.73 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_Z^{max} par des coefficients de corrections on obtient ainsi :

$$M_a = -0.3 \cdot 5.41 = -1.623 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot 5.41 = 4.6 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

Vérifications à l'ELS :**Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} \equiv \frac{\sigma_s}{k_1}$

a) Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,301$$

$$\rho = 0,301 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K = 0.023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{1.623 \times 10^3}{0,914 \times 13 \times 3.92} = 34.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023 \times 34.85 = 0.8 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho = 0,435 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 0.029 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4.6 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5.65} = 69.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.029 \times 69.66 = 2.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad h : \text{Hauteur de la pailleasse}$$

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier.}$$

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0} \quad M_t : \text{Moment max en travée.}$$

M_0 : Moment max isostatique.

• **Pour la paillasse :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{480} = 0.0312 < \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

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

Avec : $q_s = 10.59 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

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

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

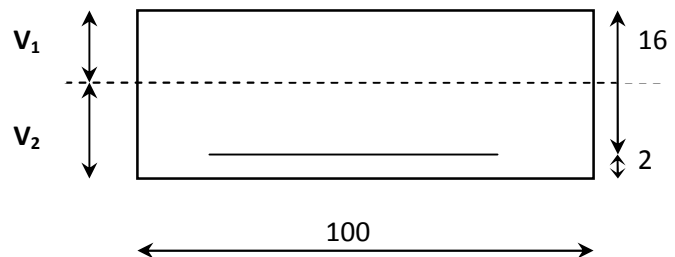
$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$



$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 29753.27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 * 10.59 * 4.8^3}{384 * 10818.86 * 10^3 * 29753.27 * 10^{-8}}$$

$$F = 0.0047$$

$$480/500 = 0.96 \gg 0.0047 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

V-B-Etude de la poutre palière:**La poutre palière :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire **(b x h)**, avec une portée de **320cm**, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

V.B.1.pré dimensionnement de la poutre palière :**➤ Hauteur :**

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

$$21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}.$$

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Donc on fixe sa hauteur à 35 cm.

➤ La largeur :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$

D'où la section de la poutre est de $3 \times 35 \text{ cm}^2$.

✓ Les charges revenant à la poutre

Son poids : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELU) $R_A = 16.21 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier (ELS) $R_A = 11.03 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison à considérer**

E LU: $q_u = 1,35 G + R_A$

$$q_u = 1,35 \times (2,625) + 16,21 = 19,75 \text{ KN/ml.}$$

E LS: $q_s = G + Q$

$$q_s = 2,625 + 11,03 = 13,66 \text{ KN/ml.}$$

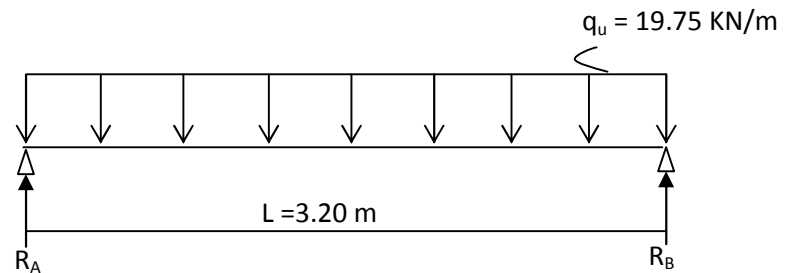


Figure01 :Schéma statique

V.2. Calcul du ferrailage (ELU) :

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{19,75 \times 3,20}{2} = 31,6 \text{ KN.}$$

Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{19,75 \times 3,20^2}{8} = 25,28 \text{ KN.m.}$$

Correction des moments :

Aux appuis

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 25,28 = -7,6 \text{ KN.m.}$$

En travée

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25,28 = 21,49 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 31,6 \text{ KN.}$$

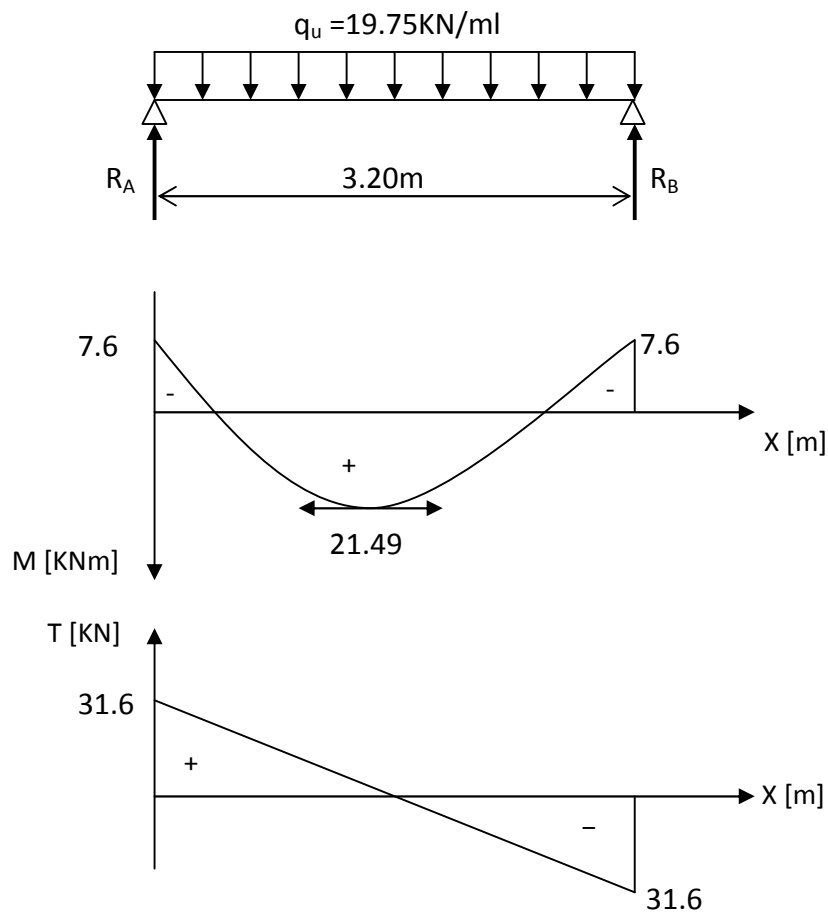


Figure02 : diagramme des moments et efforts tranchants.

Calcul des armatures

Armatures principales (longitudinal)

Aux appuis

$$M_a = 7.6 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.6 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,823$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.6 \times 10^3}{0.823 \times 33 \times 348} = 0.804 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } \mathbf{3HA12} \quad (A = 3.39 \text{ cm}^2).$$

En travée

$$M_t = 21.49 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.49 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_e = 0.392 \rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0.046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.681$$

$$A_t = \frac{21.49 \times 10^3}{0.681 \times 33 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

On prend **3HA14** ($A = 4.62 \text{ cm}^2$).

Vérification à l'ELU :**✓ Condition de l'effort tranchant (BAEL 91 art A 522) :**

$$\tau_\mu = \frac{V_\mu}{b \cdot d} = \frac{31.6 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.319 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_\mu = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = \min(3.25, 4 \text{ Mpa}) \bar{\tau}_\mu = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_\mu = 0.319 < \bar{\tau}_\mu = 3.25 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

✓ influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL.91 art 5.132)**Influence de l'acier :**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{31.6 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.908 \text{ cm}^2$$

$$A_u < 3.39 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifié}$$

• Influence sur le béton :

$$T_u^{max} \leq 0.4 b (0.9 d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \leq 0.4 \times 300 (0.9 \times 330) \times \frac{25}{1.1}$$

$$31.6 \text{ KN} \leq 810 \text{ KN} \text{ Condition vérifié}$$

✓ **vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL 91.Art 613) :**

$$\tau_{ue} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}} \Psi f_{t28}$$

$$\Psi f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 6 \cdot \pi \cdot 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0.9 \times d \sum U_i} = 0.47 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.47 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Ancrage des barres aux appuis (BAEL 91 Art 6.127) :**

La longueur de scellement droit est :

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

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \varphi$ pour $f_e E400$ on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixé à $0.4 L_s$

$$0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \{10, 30, 12\}$$

$$\varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA 8

$$A_t = 4 HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Exigence du (RPA version 2003) Art 7.5.22}$$

Espacement :

$$\text{Zone nodale : } s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\varphi; 25cm \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}, 12 \times 1.2; 25cm \right\}$$

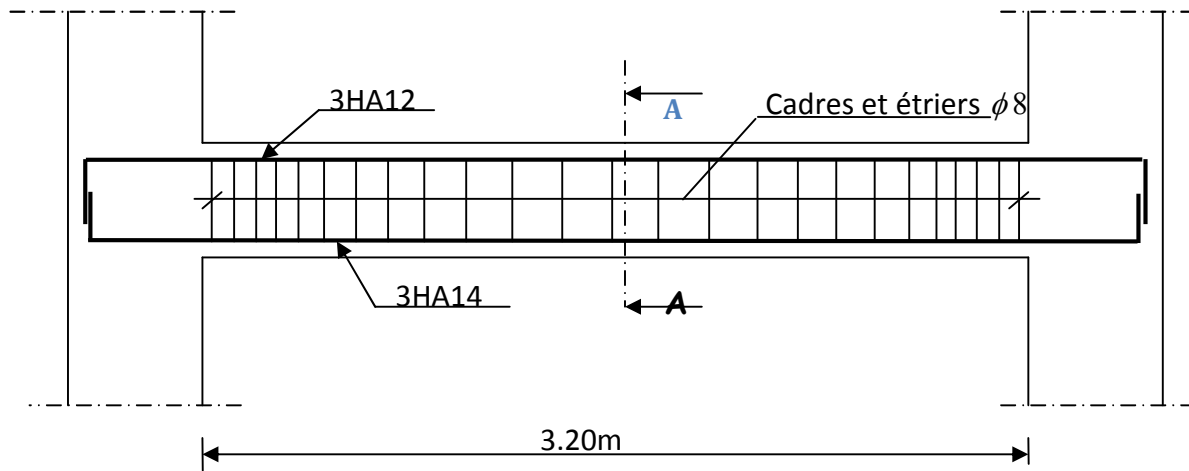
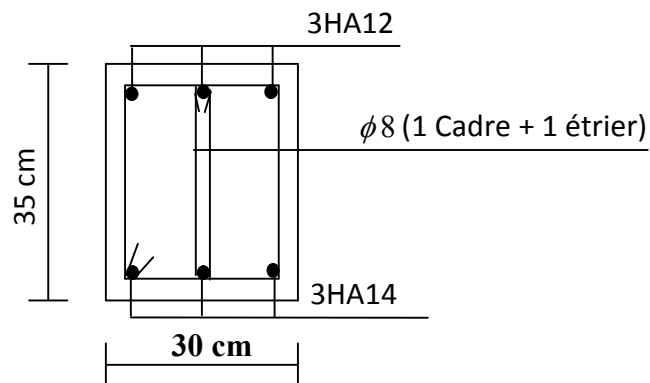
$$s_t \leq \min \{8.75; 14.4; 25\}$$

$$s_t = 8cm$$

Zone courante :

$$s_t \leq \frac{h-35}{2} = 17.5cm$$

$$\text{Soit } s_t = 17cm$$

-Plan de ferrailage de la poutre palière :**Figure-5-Ferrailage de la poutre palière****Coupe A-A**

VI-Etude de la salle machine :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (09 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($1,20 \times 1,45 = 1.74\text{m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 9 tonnes. ($P = 90\text{KN}$)

VI-1-Calcul de la dalle pleine

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

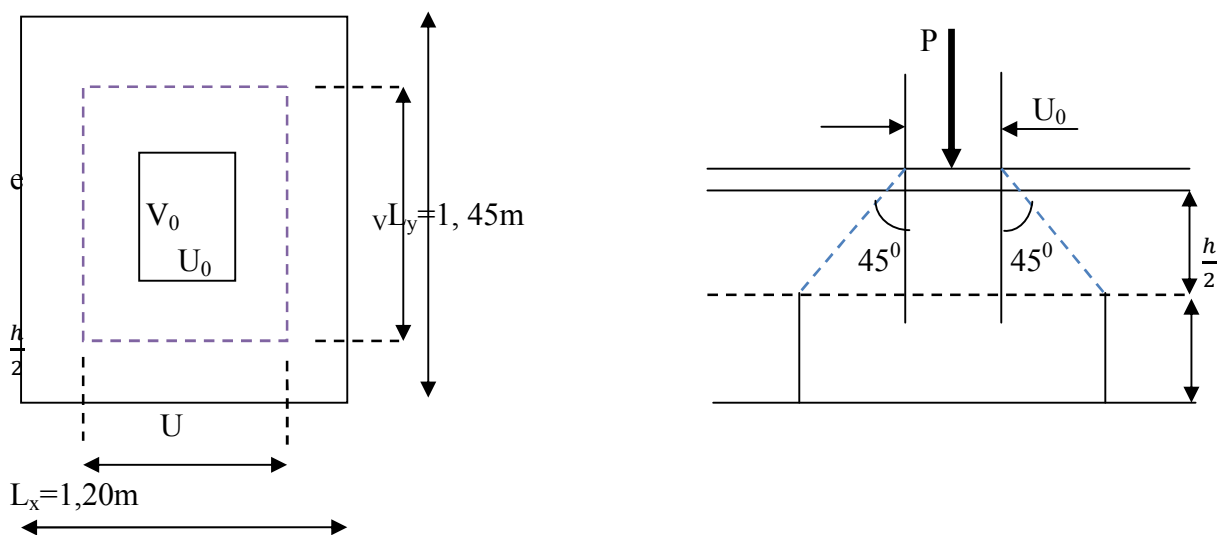


Figure V-1 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

Avec : $h_t = 15\text{cm}$; e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$: coté de rectangle sur lequel q est concentré.

D'où $U = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$

$V = 80 + 10 + 15 = 105\text{cm}$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,45} = 0.83 \longrightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

ELU : $v = 0$

$$M_{x1} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y1} = \mu_y \cdot M_{x1}$$

On a : $\rho = 0,83$ ($\mu_x = 0,0531$; $\mu_y = 0,649$) 1m

Poids propre de la dalle

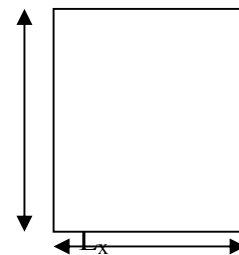
$G = (0,15 \cdot 1 \cdot 25) + 22 \cdot 0,05 = 4.85\text{KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1KN/ml

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 4.85 + 1,5 \cdot 1 = 8.04\text{KN/ml}$

$M_{x1} = 0,0531 \cdot 8.04 \cdot 1,20^2 = 0.62\text{KN.m}$

$M_{y1} = 0,649 \cdot 0,62 = 0.4\text{KN.m}$



➤ Evaluation des moments M_x et M_y de système de levage :

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les abaques de PIGEAUX en fonction de ρ et des rapports

$\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$\frac{U}{l_x} = 105/120 = 0.9$

$\frac{V}{l_y} = 105/145 = 0.7$

De l'abaque et par interpolation

$M_1 = 0.0615$

$M_2 = 0.0435$

$$\begin{cases} M_x^2 = 1.35 P \times M_1^1 = 1.35 \times 90 \times 0.0615 = 7.47 \text{ kN.m} \\ M_y^2 = 1.35 P \times M_2^2 = 1.35 \times 90 \times 0.0435 = 5.29 \text{ kN.m} \end{cases}$$

d) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.62 + 7.47 = 8.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.69 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :**1) Dans le sens de la grande portée : Y-Y**• **En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 8.09 = 6.876 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.87 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.034 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{6.87 \times 10^5}{0.983 \times 12 \times 34800} = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA8 } (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0.3 \times 6.876 = -2.063 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.063 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.063 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA8 } (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement}$$

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

2) Dans le sens de la petite portée : X-X• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.69 = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.84 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.024 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{4.84 \times 10^5}{0.988 \times 12 \times 34800} = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0.3 \times 5.69 = -1.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.7 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.0084 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{1.7 \times 10^5}{0.996 \times 12 \times 34800} = 0.41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA8} (A_s = 2.01 \text{ cm}^2) \text{ avec un espacement}$$

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

VI-2-Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 2.205\text{m}^2$$

$$q_u = 8.04 \leq 0,045 \times 2.205 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 248.1 \text{KN/ml} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

- Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2lx+ly} = \frac{90}{2 \times 1.20 + 1.45} = 23.37 \text{KN}$
- Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3ly} = \frac{90}{3 \times 1.45} = 20.7 \text{KN}$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{23.37 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.197 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{MP} \quad \tau < \bar{\tau} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

VI-3-Vérification à l'ELS :

A L'ELS : $v = 0,2$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{KN/ml}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y1} = \mu_y M_{x1} \end{cases}$$

$$\text{On a } (\mu_x = 0,0600 ; \mu_y = 0,750)$$

$$M_{x2} = 0,0600 \times 5.85 \times 1,2^2 = 0,505 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,750 \times 0,505 = 0,38 \text{KN.m}$$

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{Du tableau on a : } M_1 = 0.0615 \quad M_2 = 0.0435$$

$$M_{x2} = 90(0,0615 + 0,2 \times 0,0435) = 6.318 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 90(0,2 \times 0.0615 + 0.0435) = 5.022 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = 6.318 + 0,505 = 6.823 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.022 + 0,38 = 5.402 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle :

1) Dans le sens de la grande portée : Y-Y

• En travée :

$$M_s = 0,85 \times 6.318 = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.37 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00093 \beta_s = 0,947$$

$$A_s = \frac{5.37 \times 10^5}{0,947 \times 12 \times 40000} = 1.18 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = -0,3 \times 6.318 = -1,895 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,895 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00033 \beta_s = 0,968 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{1,895 \times 10^5}{0,968 \times 12 \times 40000} = 0,408 \text{ cm}^2$$

2) Dans le sens de la petite portée : X-X

• En travée :

$$M_s = 0,85 \times 5.402 = 4.592 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.591 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.0008 \beta_s = 0,951 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{4.591 \times 10^5}{0,951 \times 12 \times 40000} = 1.005 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :**

$$M_s = -0.3 \times 5.402 = -1,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,62 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00028 \longrightarrow \beta_s = 0,971$$

$$A_s = \frac{1,62 \times 10^5}{0,971 \times 12 \times 40000} = 0,347 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

VI-4-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

a) Sens x-x :

- En travée :**

$$M_s = 4,592 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0,168 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,592 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 20.40 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{59.63} = 0,016$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 20.40 \times 0,016 = 0.326 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

- Aux appuis :**

$$M_s = -1,62 \text{ KN.m}; \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.168, \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,62 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 69.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 69.17 \times 0,006 = 0.42 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

b) Sens y-y :

- En travée :**

$$M_s = 5.35 \text{ KN.m}; \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.35 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 23.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 23.77 \times 0.016 = 0.38 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

- Aux appuis :**

$$M_s = -1,895 \text{ KN.m}; \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,168 \rightarrow k_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.895 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 8.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 8.42 \times 0.016 = 0.135 \text{ MPa}$$

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

condition vérifiée.

Etat limite de fissuration :

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

V-5-Vérification de la flèche :

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

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad & \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x} \\ \text{b)} \quad & \frac{A_x}{b_d} \leq \frac{2}{f_e} \end{aligned}$$

A N :

- $\frac{15}{120} = 0.125 > \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{5.37}{20 \times 6.823} = 0.039$ Condition vérifiée.
- $\frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0017 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ Condition vérifiée

Les 2 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

VI-6- Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

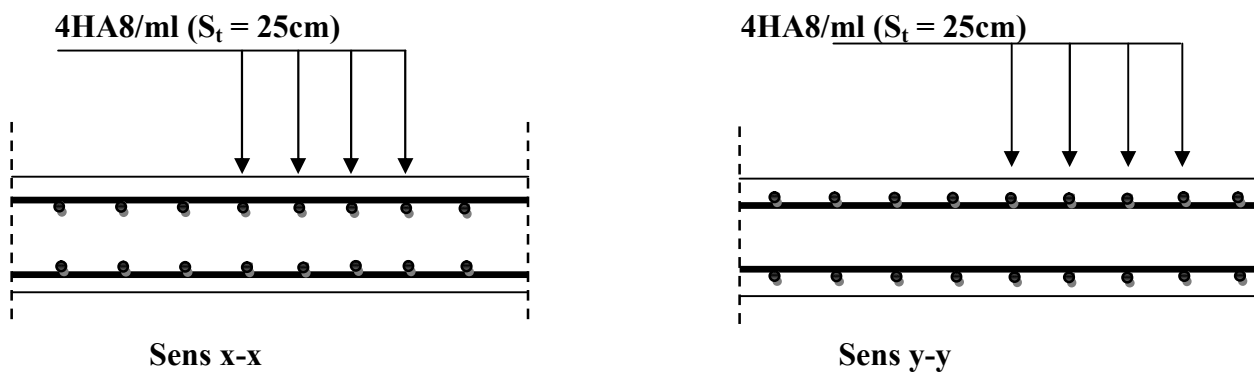


Figure V.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

1^{ère} Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analysis Professional 2014.

INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.1.Description du logiciel ROBOT :

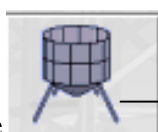
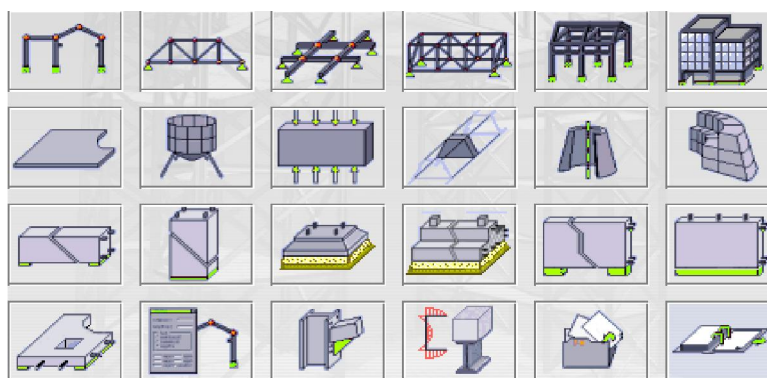
ROBOT nommé ; « **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** » est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

V.2. Etapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile.....)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E).
- Affectation des charges revenant aux éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

V.2.1.Choix du type de structure :



On choisit l'étude d'une coque

Figure V.1: Choix de la structure à étudier

V.2.2. Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  puis  On sélectionne projet en BA.

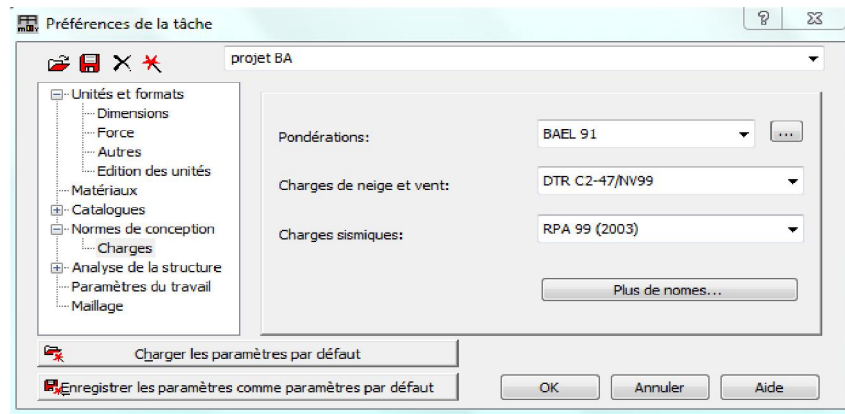


Figure V.2: Préférences de la tâche

V.2.3. Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône . Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

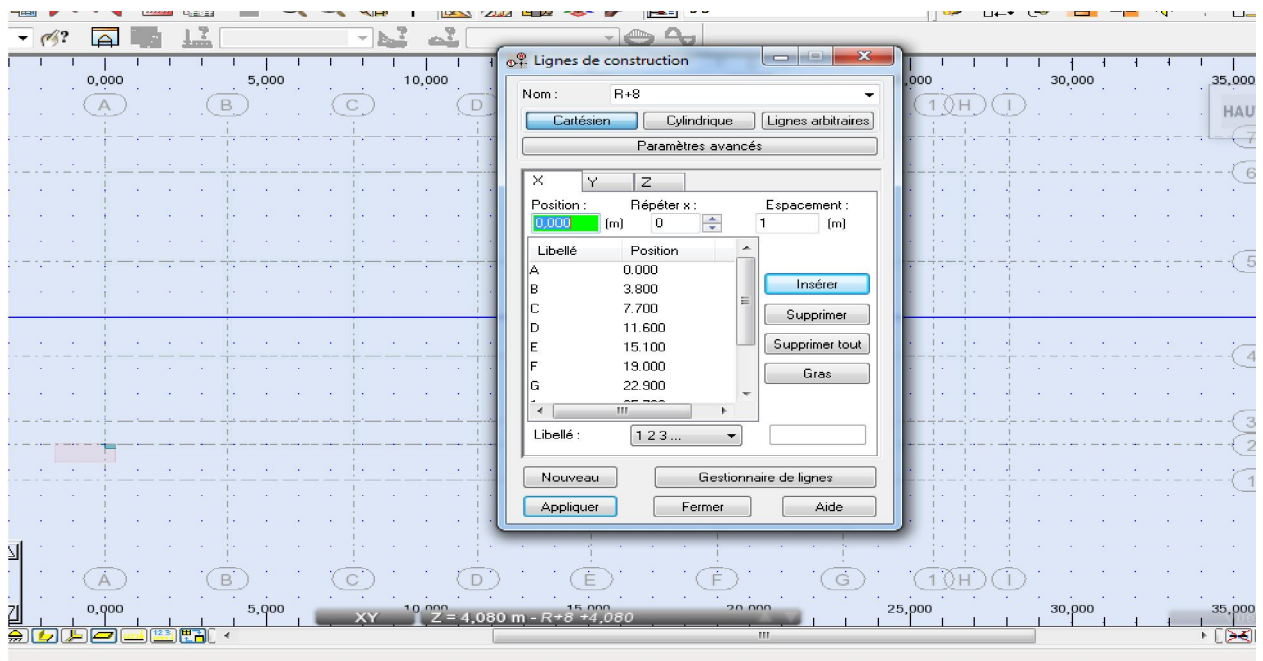


Figure V.3 : Lignes de construction

IV.2.4. Profils des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections.

Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments

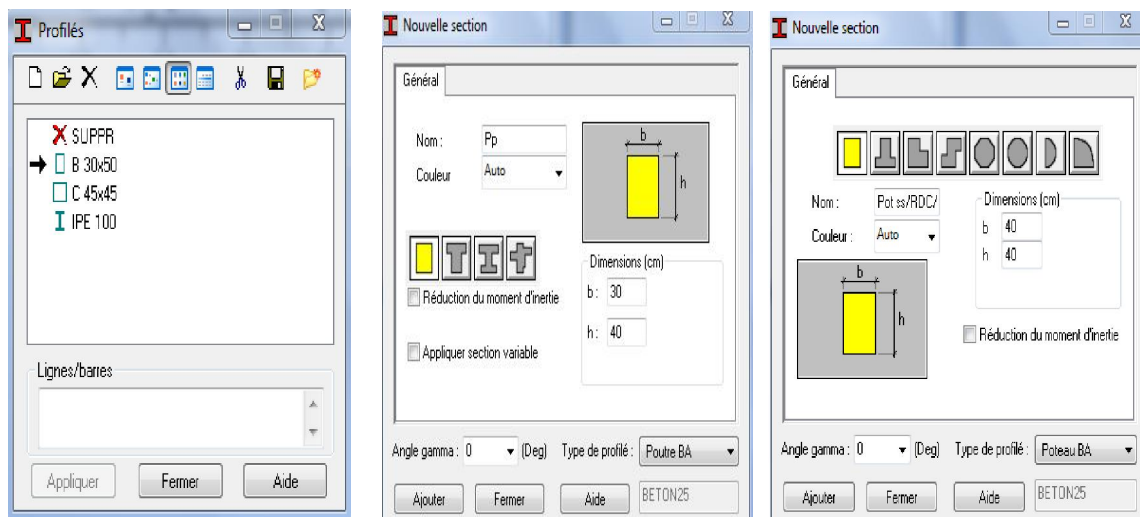


Figure V.4 : Choix des profilés des barres

IV.2.5.Création du modèle de la structure

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre » dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

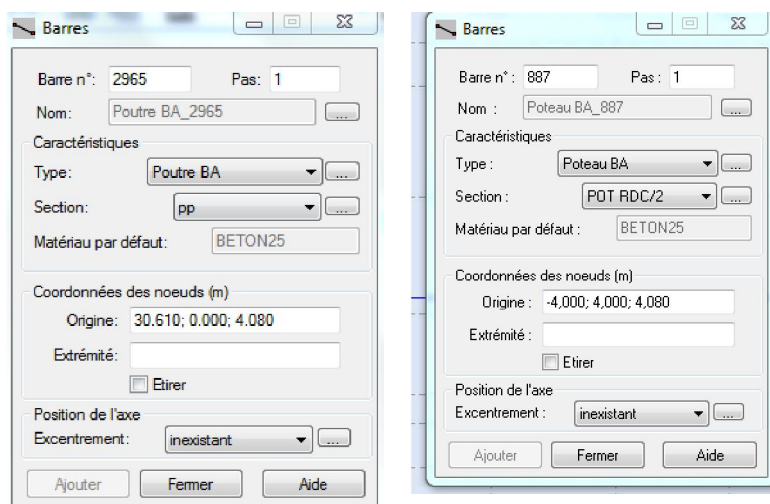
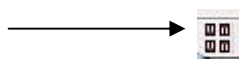


Figure V.5 :Modélisation des poteaux et des poutres

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou



on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

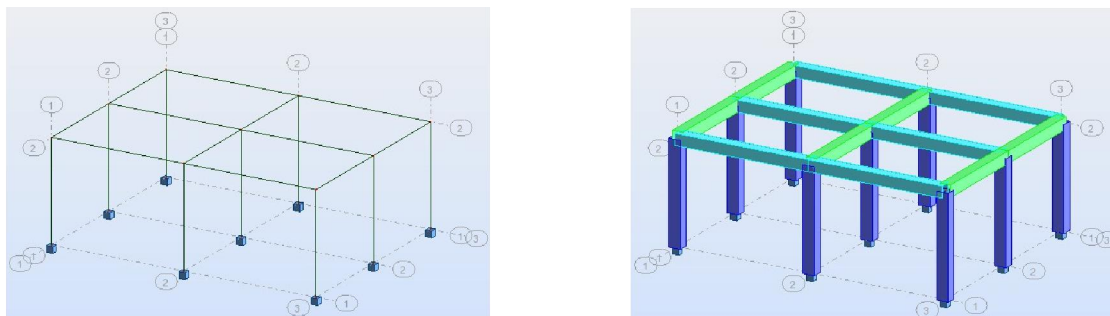


Figure V.6 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

V.2.6. Définition des voiles de contreventement

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

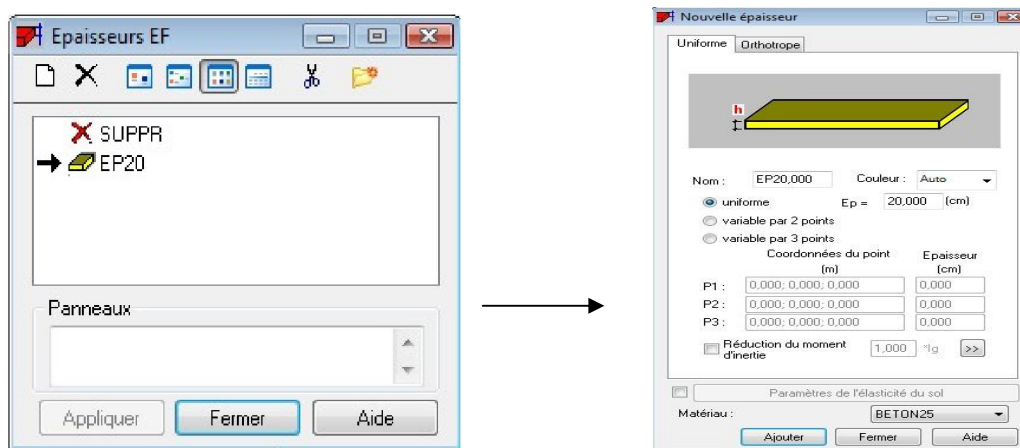


Figure V.7: Définition des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

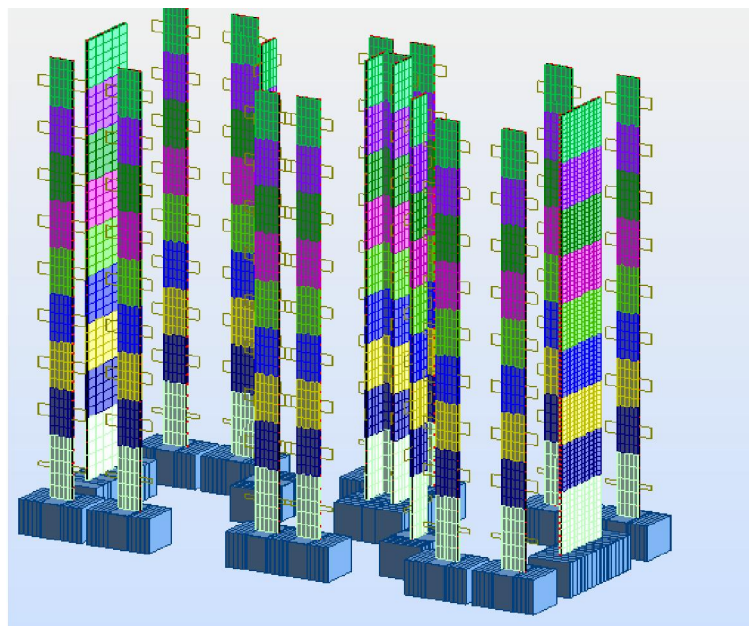
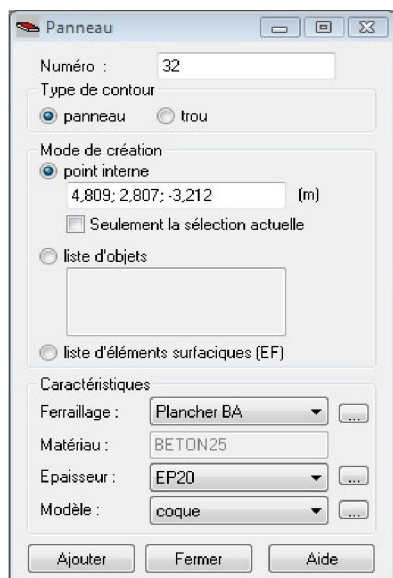


Figure V.8 :Définition des panneaux.

V.2.7.Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur encastrement.

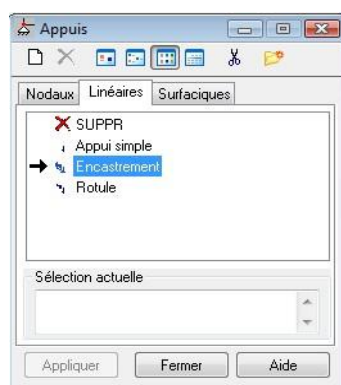


Figure V.10: Définition des appuis

V.2.8. Le choix de nœud maitre et nœuds esclaves

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « Structure » puis « caractéristiques additionnels » puis « liaisons rigides » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

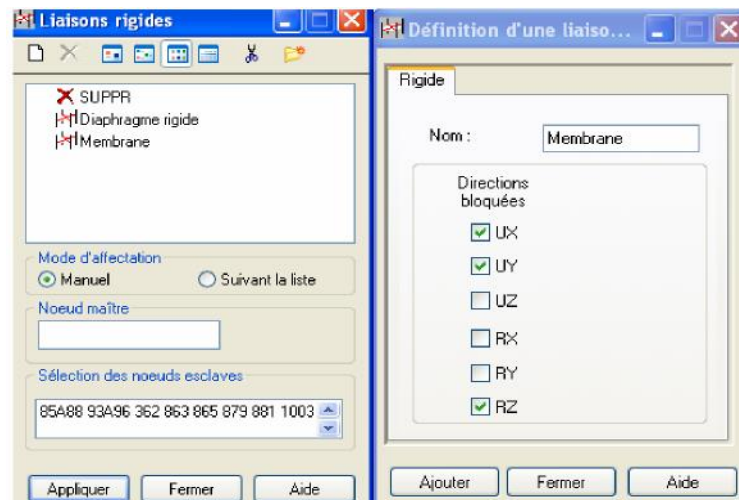


Figure V.11 : liaison rigide

V.2.9. Définitions des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « Chargement », « Cas de charge » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « Nouveau ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Et pour se faire on choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

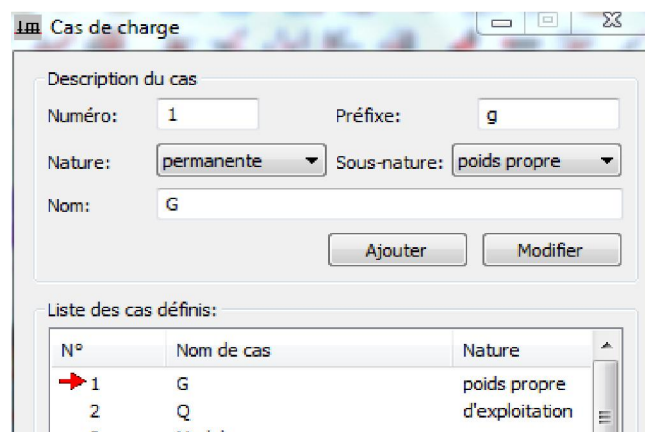


Figure V.12 : Définition des charges.

V.2.10. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

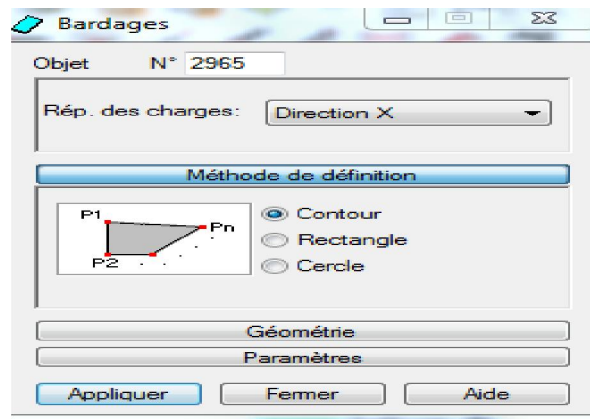


Figure V.13 : Choix des bardages.

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

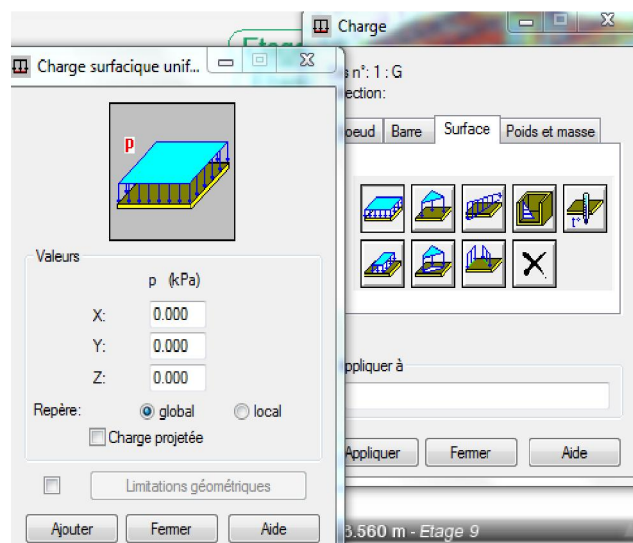


Figure V.14 : Application des charges surfaciques

V.2.11. Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement ; parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

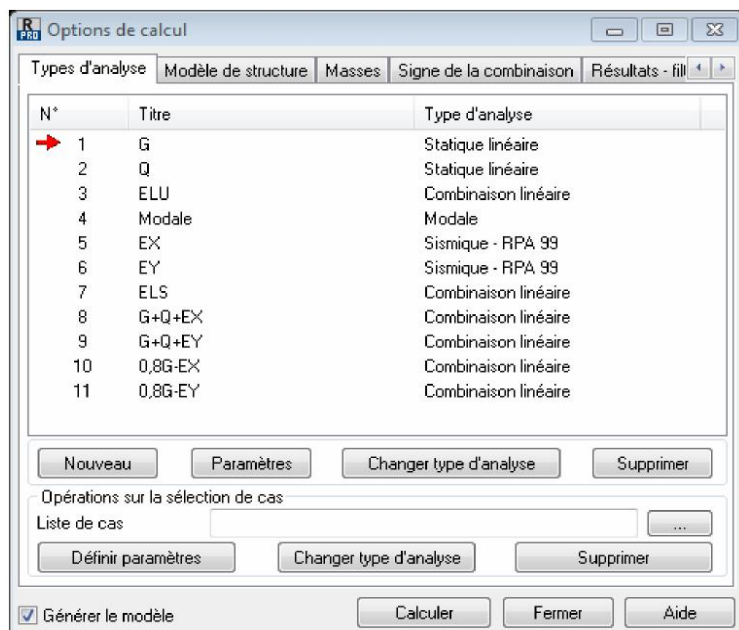


Figure V.15: Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

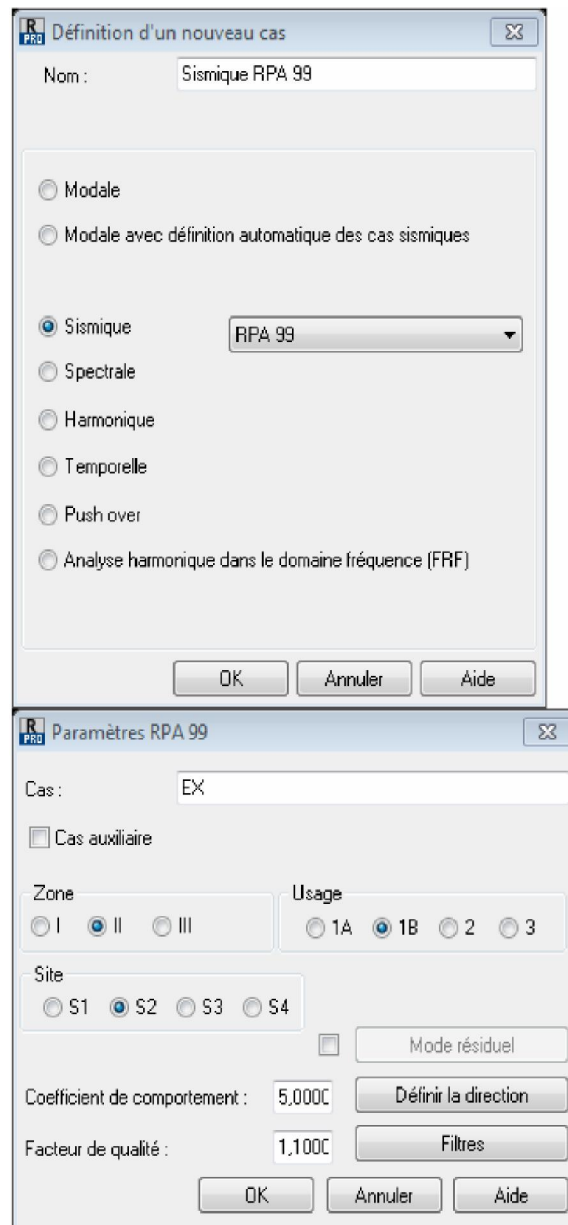


Figure V.17 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

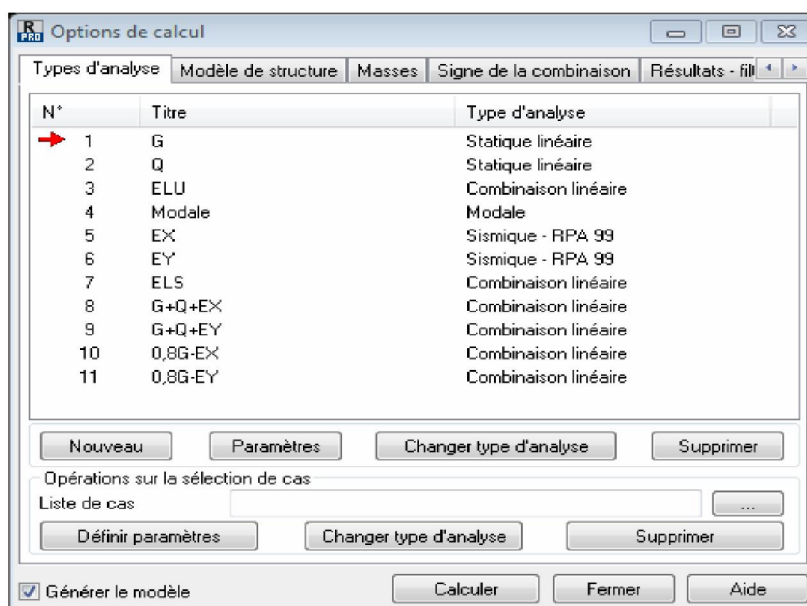


Figure V.18 : Considération de la masse totale et de 20 % des charges d'exploitations

V.2.12. Les combinaisons d'actions

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

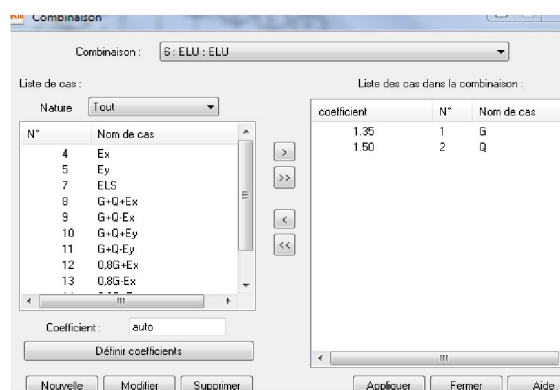


Figure V.19 : définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison lin	ELU	permanente	$1*1.350+2*1.500$
8 (C)	G+Q	Combinaison lin	ELS	permanente	$(1+2)*1.000$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.000$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+4*-1.000$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.000$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+5*-1.000$
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+4*1.200$
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+4*-1.200$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+5*1.200$
16 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.000+5*-1.200$
17 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.800+4*1.000$
18 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.800+5*-1.000$
19 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.800+4*1.000$
20 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.800+5*-1.000$

Figure V.20 : tableau de combinaisons

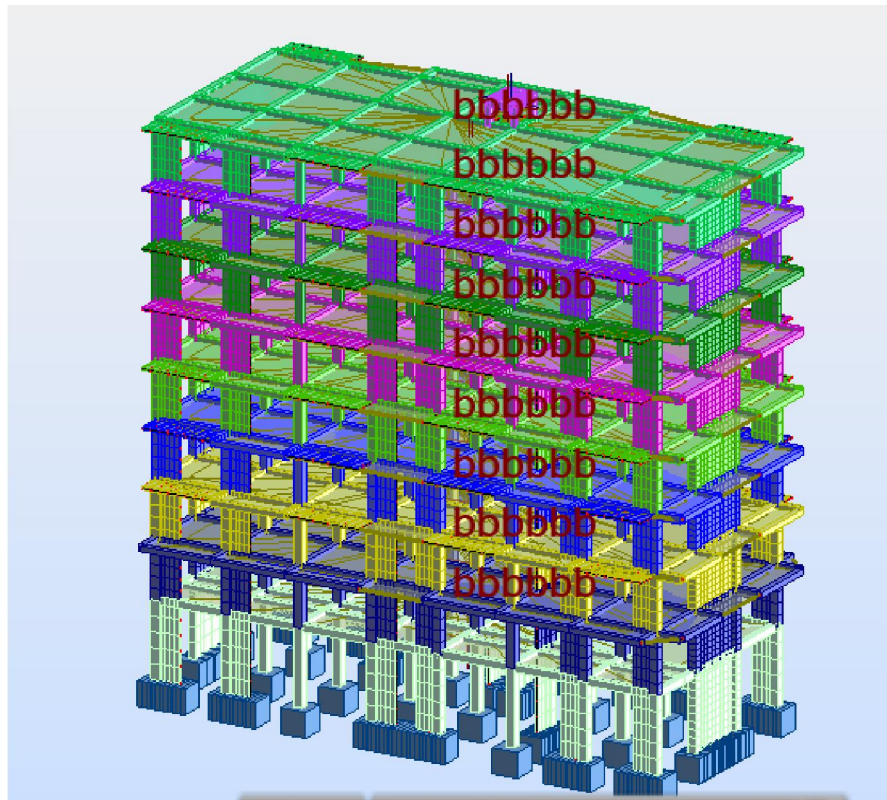


Figure V.21 :Vue finale de la structure

V.2.13. Vérification de la structure

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

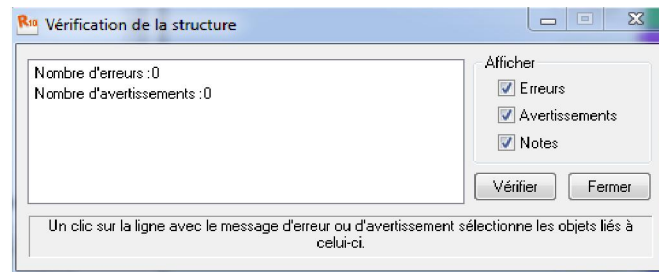


Figure IV.22 : Vérification de la structure

V.2.14. Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** » , on lance l'analyse de la structure.

V.3. Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus

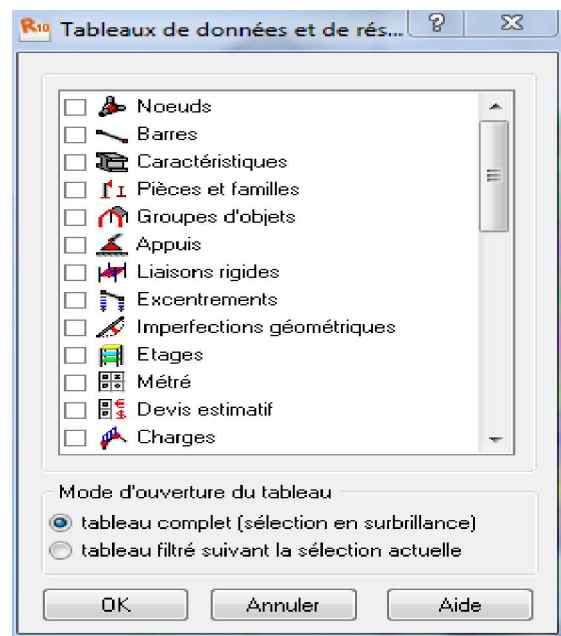


Figure V.23 : Exploitation des résultats

V.3.1. Vérification des périodes

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
3/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957

Tableau V.1 : Résultats dynamiques

On clique sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	12,358	0,606	96,166	95,502	79,496	80,734	77,135	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	10	1	10	10	10	1	2	8	1	1	1
MIN	1,650	0,081	80,734	0,061	0,000	0,001	0,000	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	10	1	1	1	8	6	3	1	1	1

Tableau V.2 : L'analyse modale

V.3.2. Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

Noeud/Cas/Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
282/ 11 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 12 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 13 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 14 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 15 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 16 (C) (CQC)/	0,031	-0,030	-0,112	0,000	0,000	-0,000
282/ 17 (C) (CQC)/	0,018	-0,014	-0,068	0,000	0,000	-0,000
282/ 18 (C) (CQC)/	0,018	-0,014	-0,068	0,000	0,000	-0,000
282/ 19 (C) (CQC)/	0,018	-0,014	-0,068	0,000	0,000	-0,000
282/ 20 (C) (CQC)/	0,018	-0,014	-0,068	0,000	0,000	-0,000
283/ 1/	0,027	-0,022	-0,088	0,000	0,000	-0,000
283/ 2/	0,010	-0,015	-0,027	0,000	0,000	-0,000
283/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
283/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
283/ 6/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
283/ 7 (C)/	0,052	-0,051	-0,160	0,000	0,000	-0,000
283/ 8 (C)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 9 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 10 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 11 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 12 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 13 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 14 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 15 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 16 (C) (CQC)/	0,037	-0,036	-0,115	0,000	0,000	-0,000
283/ 17 (C) (CQC)/	0,022	-0,017	-0,070	0,000	0,000	-0,000
283/ 18 (C) (CQC)/	0,022	-0,017	-0,070	0,000	0,000	-0,000
283/ 19 (C) (CQC)/	0,022	-0,017	-0,070	0,000	0,000	-0,000
283/ 20 (C) (CQC)/	0,022	-0,017	-0,070	0,000	0,000	-0,000
284/ 1/	0,018	-0,017	-0,084	0,000	0,000	-0,000
284/ 2/	0,007	-0,011	-0,027	0,000	0,000	-0,000
284/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
284/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau V.3:Déplacements des nœuds

V.3.3. Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

Barre/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
1912/ 8 (C)	0,000	-0,000	-0,025
1913/ 8 (C)	-0,069	-0,025	0,174
1914/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,015
1915/ 8 (C)	0,0	0,0	0,0
1916/ 8 (C)	0,0	0,0	0,0
1917/ 8 (C)	0,0	0,0	0,0
1918/ 8 (C)	0,0	0,0	0,0
1919/ 8 (C)	0,000	-0,000	-0,000
1920/ 8 (C)	0,000	-0,000	-0,000
1921/ 8 (C)	0,000	0,000	-0,000
1922/ 8 (C)	0,000	0,000	-0,000
1923/ 8 (C)	0,000	-0,000	-0,000
1924/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1925/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,000
1926/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1927/ 8 (C)	0,000	-0,000	-0,001
1928/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1929/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,000
1930/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1931/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,000
1932/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1933/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1934/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1935/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,000
1936/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1937/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1938/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1939/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,000
1940/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1941/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001
1942/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1943/ 8 (C)	-0,000	0,000	-0,000
1944/ 8 (C)	-0,000	-0,000	-0,001

Tableau V.4 : Vérification des déformations

V.3.4. Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/	49,320	0,019	715,674	-0,227	6,183	0,010
1/ 2/	8,289	-0,000	120,879	-0,030	1,003	0,002
1/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/ 6/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 1/	49,918	0,028	723,962	-0,245	6,268	0,010
5/ 2/	8,378	0,002	122,114	-0,035	1,015	0,002
5/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5/ 6/ CQC	32,015	15,339	486,999	32,147	3,856	0,499
9/ 1/	-0,133	0,039	656,762	-0,259	-0,304	0,002
9/ 2/	-0,033	0,005	110,884	-0,040	-0,071	0,001
9/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9/ 6/ CQC	0,708	14,959	443,685	31,737	1,453	0,020
13/ 1/	50,946	0,047	740,219	-0,283	6,365	0,010
13/ 2/	8,520	0,008	124,502	-0,046	1,025	0,002
13/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13/ 6/ CQC	32,032	15,457	487,052	32,361	3,908	0,465
17/ 1/	-52,336	0,059	752,107	-0,301	-7,074	-0,006
17/ 2/	-8,821	0,011	126,706	-0,051	-1,189	-0,001
17/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17/ 6/ CQC	31,898	15,538	486,702	32,486	3,871	0,440
21/ 1/	-0,133	0,065	678,516	-0,314	-0,304	0,002
21/ 2/	-0,033	0,013	114,134	-0,056	-0,071	0,001
21/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21/ 5/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21/ 6/ CQC	0,708	15,140	444,126	32,107	1,453	0,020
25/ 1/	-53,481	0,078	768,937	-0,339	-7,220	-0,006
25/ 2/	-8,984	0,017	129,196	-0,062	-1,208	-0,001
25/ 4/ CQC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Tableau V.5 : réaction d'appuis

V.3.5. Les efforts internes dans les barres

Si on veut avoir les efforts dans les poteaux par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poteaux sélectionnés.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1514,658	262,147	211,066	10,385	104,361	159,357
Barre	46	3	71	61	46	24
Noeud	61	4	94	82	61	31
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-181,785	-259,445	-223,053	-9,964	-100,084	-160,038
Barre	46	24	47	61	70	3
Noeud	61	32	62	82	93	4
Cas	18 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Tableau V.6 : Efforts internes

V.3.6. Diagramme des efforts dans les barres

Dans le menu « résultat » on clique sur « diagramme-barres », on clique sur la case « paramètre » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.

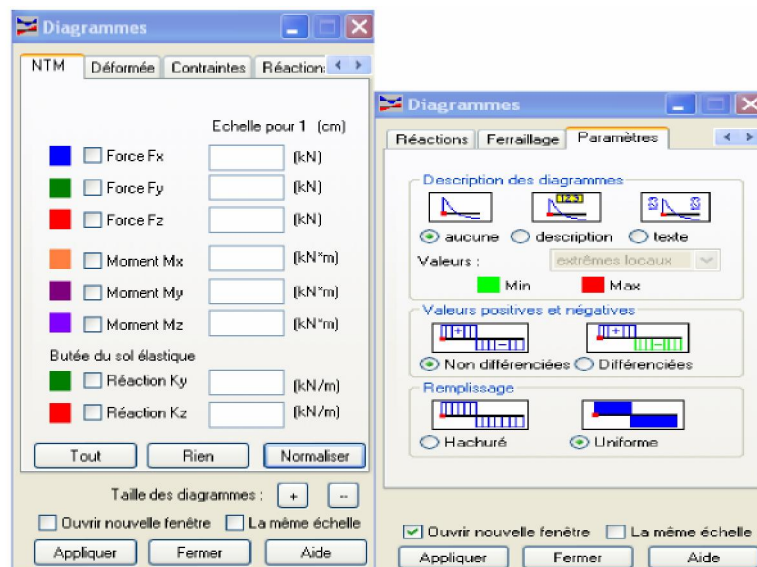


Figure V.24 : Diagrammes -barres

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On clique sur « déformée », puis sur « démarrer ».

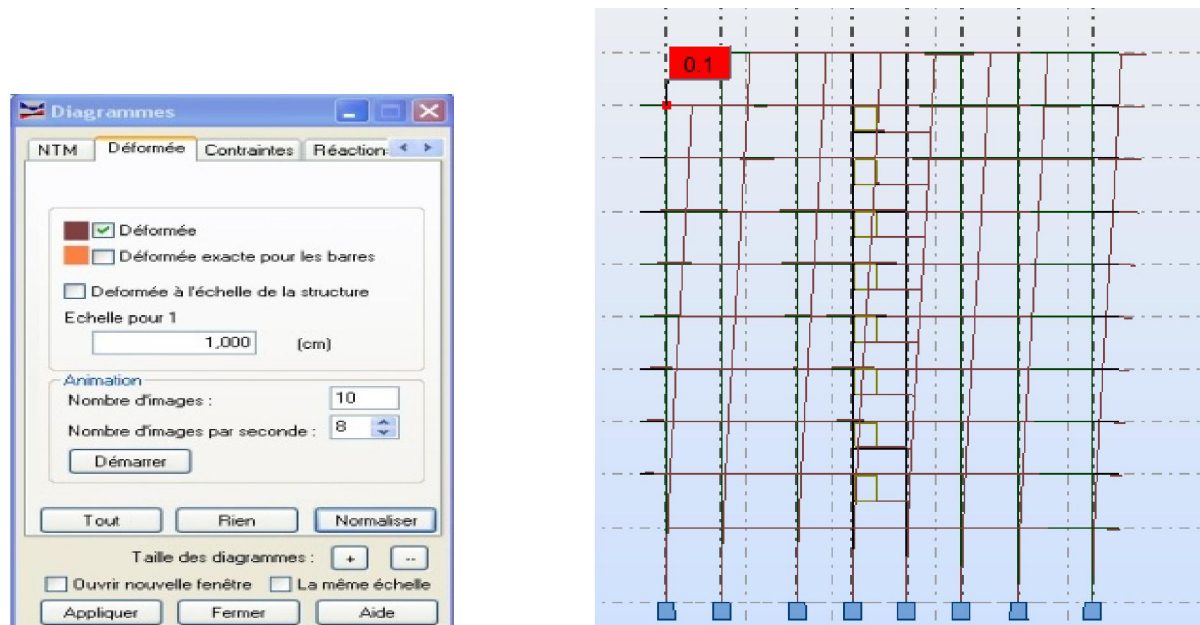


Figure V.25 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on clique sur « **propriétés de l'objet** ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

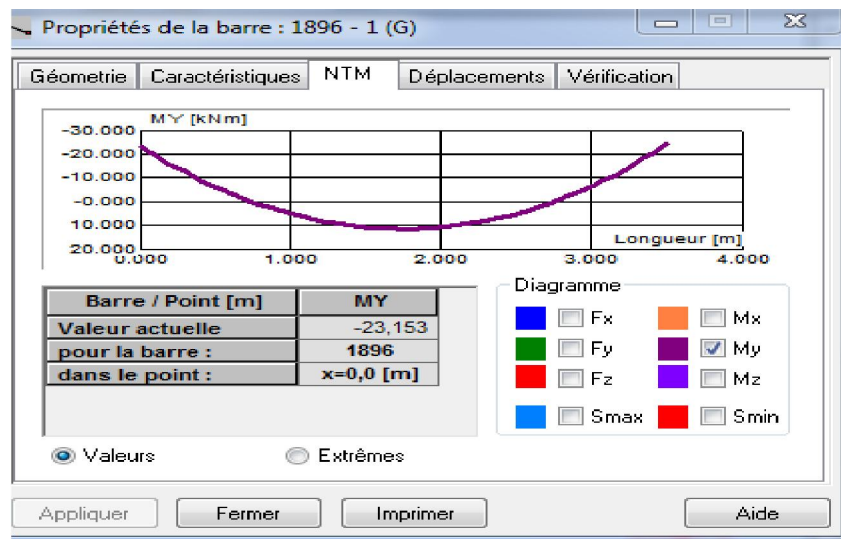


Figure V.26 : Propriétés de la structure

V.3.7. Les efforts dans les voiles

Dans le menu « **résultats** » on clique sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

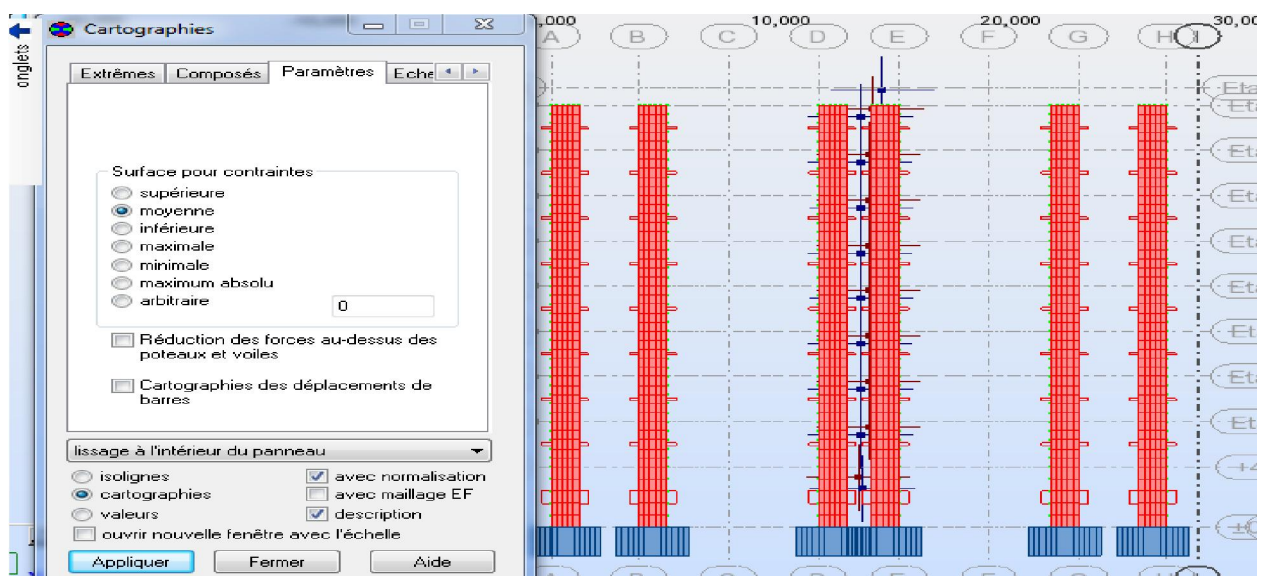


Figure V.27: Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans les tableaux « **panneau** », « **résultats réduits pour les panneau** ».

V.3.8. Note de calcul

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simplifiés ou complète. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Conclusion

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT2010 et l'exploitation des résultats.

2^{ème} Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat**VI.1. Choix de la méthode de calcul : (Chapitre V Art 4.1 RPA 99version2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente,
- par la méthode d'analyse modale spectrale,
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente (ChapitreIV Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003)

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et bureautique (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de 28.56 m, implanter à Tizi-Ouzou qui est une zoneIIa.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».

On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

VI.3. Méthode dynamique modale spectrale :**✓ Principe de la méthode**

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

✓ Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

$H = 28.56 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui est classer selon le RPA 99 / version 2003dans le groupe d'usage 2.

✓ Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie S2(Site ferme) avec une contrainte admissible de $\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bar}$.

✓ Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003)

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélérations pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres .

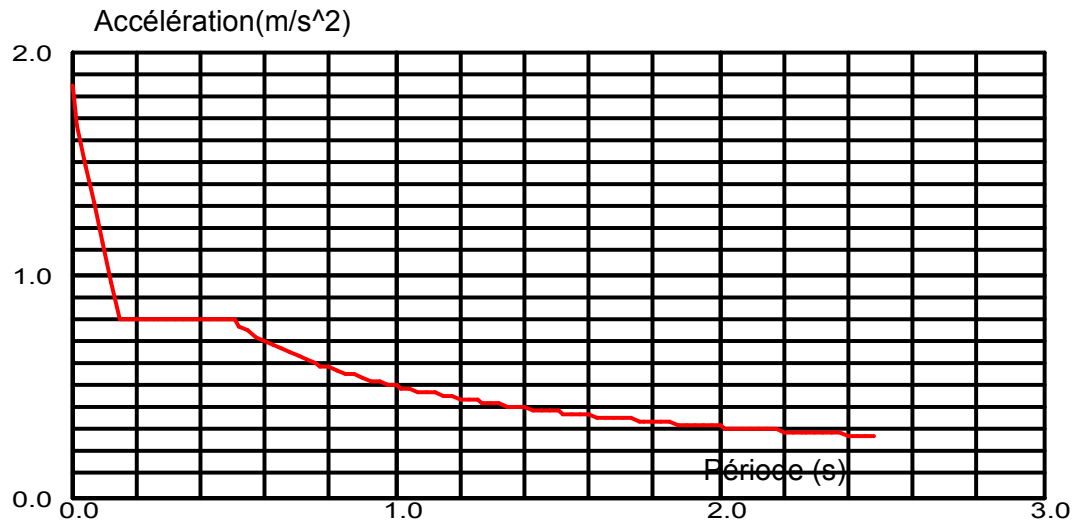


Figure V-26 : Spectre de réponse.

$$D = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (RPA 99 / version 2003)

A = 0,15 (Groupe d'usage 2; zone IIa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (RPA 99 / version 2003)

$\xi = 8.5\%$.

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (RPA 99 / version 2003) : R = 4

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA

99 / version 2003) $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,40 \end{cases}$ Site S2

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement : $P_1 = 0.05$
- système de portiques : 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..... Condition vérifiée.
- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..... Condition vérifiée.
- ✓ Redondance en plan $P_2 = 0$
Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5 → Condition vérifiée.
- ✓ Régularité en plan $P_3 = 0$
Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ Régularité en élévation $P_4 = 0$
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux $P_5 = 0$
Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution $P_6 = 0$
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Critères à vérifier	P_q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q$	1,05

Tableau V-7 : Conditions de facteur de qualité.

V.4. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

B.A.E.L 91 Modifiées 99 : $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
 $G + Q$ (ELS)

Combinaison sismique (Art 5.2 RPA 99 / version 2003)

$$G + Q \mp E \quad ; \quad 0,8G \mp E \quad ; G + Q \mp 1,2E$$

G : charges permanentes,

Q : charges d'exploitation non pondérées,

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

3^{ème} Partie : Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003.

V.5. Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

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

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton, $B_c = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel Robot,

Clic droit sur la souris, puis « Tableaux » pour cocher la case « Efforts »,

Double clic sur la case « Fx » pour avoir l'ordre décroissant, la valeur de l'effort N_d dans notre cas est : $N_d = 1514.65 \text{ KN}$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1514,658	262,147	211,066	10,385	104,361	159,357
Barre	46	3	71	61	46	24
Noeud	61	4	94	82	61	31
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-181,785	-259,445	-223,053	-9,964	-100,084	-160,038
Barre	46	24	47	61	70	3
Noeud	61	32	62	82	93	4
Cas	18 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)

Tableau V-8 : Effort normal donné par Robot.

Donc :

$$v = \frac{1514.65}{450 \times 450 \times 25} \times 10^3 = 0,293 \text{ KN} < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \text{ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V-9: Valeurs du coefficient C_T .

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc : $T = 0,05(28.56)^{\frac{3}{4}} = 0,62 \text{ s}$

Après majoration de la période de 30 % on a : $T = 0,62 \times 1,3 = 0.81 \text{ s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	12,358	0,606	96,166	95,502	79,496	80,734	77,135	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	10	1	10	10	10	1	2	6	1	1	1
MIN	1,650	0,081	80,734	0,061	0,000	0,001	0,000	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	10	1	1	1	8	6	3	1	1	1

Tableau V-10: Période analytique donnée par Robot.

$T_{\text{analytique}} = 0.81 > T_{\text{Robot}} = 0.606$

Condition vérifiée.

V.5.2 : Nombre de modes considérer (masse participante) Art 4.3.4 du RPA99/ version 2003 :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
 Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 10^{ème} mode dans le sens X-X (96.166%).

4/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
4/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
5/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 1	1,650	0,606	80,734	0,061	0,000	80,734	0,061	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 2	2,194	0,456	80,793	77,196	0,011	0,059	77,135	0,010	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 3	3,643	0,275	80,799	77,208	0,011	0,005	0,011	0,000	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 4	4,806	0,208	92,470	77,216	0,014	11,671	0,008	0,003	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 5	6,672	0,150	92,478	93,560	0,156	0,009	16,344	0,143	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 6	8,527	0,117	96,032	93,560	0,161	3,554	0,000	0,005	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 7	10,605	0,094	96,044	93,563	0,201	0,012	0,003	0,040	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 8	10,851	0,092	96,045	93,596	77,416	0,001	0,033	77,215	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 9	11,757	0,085	96,131	93,675	78,710	0,085	0,080	1,294	5861635,957	5861635,957	5861635,957
6/ 10	12,358	0,081	96,166	95,502	79,496	0,035	1,827	0,786	5861635,957	5861635,957	5861635,957

Tableau V-11 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

V.5.3 Effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \text{ Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$\begin{cases} V_t^x = 3801.378 \text{ KN} \\ V_t^y = 4428.716 \text{ KN} \end{cases} \text{ à partir des tableaux donné par Robot}$$

Cas	4 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X					
Mode CQC						
Somme totale	3801,378	656,391	22490,934	101,701	1993,126	10,505
Somme réactions	3797,556	137,649	30,114	2799,770	74464,547	19163,546
Somme efforts	3797,574	137,649	30,208	2799,879	74465,432	19163,528
Vérification	7595,130	275,297	60,322	5599,649	148929,980	38327,074
Précision	2,41152e-004	8,29105e-005				
Cas	6 - Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y					
Mode CQC						
Somme totale	960,209	4428,716	22483,154	1387,270	100,780	13,456
Somme réactions	137,605	4414,269	143,221	88317,738	3843,092	61396,298
Somme efforts	137,649	4414,274	143,451	88317,407	3841,804	61396,729
Vérification	275,253	8828,543	286,673	176635,145	7684,896	122793,027
Précision	4,40220e-004	8,29105e-005				

Tableau V-12 : effort tranchant à la base donnée par Robot.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_t}$.

$$\underline{AN} : A = 0,15 ; Q = 1,05 ; R = 4$$

W : la masse total de la structure donné par Robot : $W = 38110.620$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab 4.7), (RPA 99/ version2003)

$T_2 = 0,40$ SiteS2

T : La période analytique donné par le Robot : $\begin{cases} T_{\text{mode } 1} = 0.606 \text{ s} \\ T_{\text{mode } 2} = 0.456 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0.82 \geq 0,7 \quad \text{Avec : } \xi = 8.5 \%$$

On a pour les deux modes : $T_2 \leq T \leq 3\text{s}$

Donc :

$$D_x = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode } 1}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,82 (0.4/0.606)^{\frac{2}{3}} = 1.44$$

$$D_y = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode } 2}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,82 (0.4/0.456)^{\frac{2}{3}} = 1.74$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,44 \times 1,05}{4} \times 38110.62 = 2160.87 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,74 \times 1,05}{4} \times 38110.62 = 2611.05 \text{KN}$$

$$V_{\text{MSE}}^x = 0,8 * 2160.87 = 1728.69 \text{KN} < V_t^x = 3801.371 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{MSE}}^y = 0,8 * 2611.05 = 2088.84 \text{KN} < V_t^y = 4428.716 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

V.5.4 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_k = \delta_{ek} \times R \quad ; \quad \Delta_k \leq 1 \%$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement.

Niveaux	Déplacements des niveaux		Coefficient de comportement R	Hauteur de l'étage (cm)	Déplacements relatifs des niveaux		Vérification $\Delta U(R) < 1 \% h_{\text{étage}}$
	$U_{\max}^x$ (m)	$U_{\max}^y$ (m)			$\Delta U_x(R)$ (m)	$\Delta U_y(R)$ (m)	
Etage 8	0.043	0.053	4	306	0.007	0,009	Condition Vérifiée
Etage 7	0.036	0.044	4	306	0,008	0,009	Condition Vérifiée
Etage 6	0.028	0.035	4	306	0,007	0,009	Condition Vérifiée
Etage 5	0.021	0.026	4	306	0,006	0,007	Condition Vérifiée
Etage 4	0.015	0.019	4	306	0,005	0,006	Condition Vérifiée
Etage 3	0.01	0.013	4	306	0,004	0,005	Condition Vérifiée
Etage 2	0.006	0.008	4	306	0,003	0.003	Condition Vérifiée
Etage 1	0.003	0.004	4	306	0.002	0.003	Condition Vérifiée
RDC	0.001	0.001	4	408	0	0	Condition Vérifiée

Tableau V-13 : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.5.5 : L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k». $P_k = \sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	P(kN)	h_k	Δ_k	V_k	θ_x	observation
Etage 8	1569.519	3.06	0.007	594.963	0.006	Vérifiée
Etage 7	1569.519	3.06	0.008	717.283	0.005	Vérifiée
Etage 6	1569.519	3.06	0.007	895.62	0.004	Vérifiée
Etage 5	1661.369	3.06	0.006	2030.834	0.002	Vérifiée
Etage 4	1661.369	3.06	0.005	2209.533	0.001	Vérifiée
Etage 3	1669.369	3.06	0.004	2358.724	0.001	Vérifiée
Etage 2	1765.466	3.06	0.003	3318.134	0.0009	Vérifiée
Etage 1	1730.047	3.06	0.002	3310.302	0.0004	Vérifiée
RDC	1903.409	4.08	0	2361.84	0	Vérifiée

Tableau V-14 : Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X.

Niveaux	P(kN)	h_k	Δ_k	V_k	θ_x	observation
Etage 8	1569.519	3.06	0.009	479.813	0.01	Vérifiée
Etage 7	1569.519	3.06	0.009	1029.835	0.004	Vérifiée
Etage 6	1569.519	3.06	0.009	1476.87	0.003	Vérifiée
Etage 5	1661.369	3.06	0.007	1493.354	0.003	Vérifiée
Etage 4	1661.369	3.06	0.006	1743.287	0.002	Vérifiée
Etage 3	1669.369	3.06	0.005	1965.336	0.001	Vérifiée
Etage 2	1765.466	3.06	0.003	1583.997	0.001	Vérifiée
Etage 1	1730.047	3.06	0.003	1745.467	0.0009	Vérifiée
RDC	1903.409	4.08	0	3557.805	0	Vérifiée

TAB V-15 : Vérification des effets P- Δ dans le sens Y-Y.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

V.5.6. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% L_y.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% L_x.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

-Suivant XX :

$$ex_0 = 0.054 < ex_1 = 1.335 \quad C.V$$

-Suivant YY :

$$ey_0 = 0.022 < ey_1 = 0.555 \quad C.V$$

V.5.7. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après

1-Effort horizontale :

Tableaux étages Efforts réduits EX

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
4/ 1	13,381 5,859 3,	1692,042	64,301	1045,589	-454,445	2146,487	-16,276	80,577
4/ 2	13,703 5,446 6,	-2365,268	1,557	685,567	-2827,692	462,424	-57,715	59,273
4/ 3	13,720 5,379 9,	-2442,106	6,155	2108,535	-2695,572	253,466	-50,352	56,507
4/ 4	13,720 5,378 1	-1684,552	27,753	854,895	-2179,037	494,484	-32,472	60,225
4/ 5	13,720 5,378 1	-1576,074	28,851	720,656	-1977,267	401,194	-25,687	54,538
4/ 6	13,720 5,378 1	-1447,324	25,788	644,391	-1732,794	285,471	-20,595	46,383
4/ 7	13,730 5,376 2	-638,677	28,734	530,428	-1074,420	435,744	-12,087	40,821
4/ 8	13,730 5,376 2	-509,851	22,305	427,701	-788,914	279,063	-9,279	31,583
4/ 9	13,625 5,333 2	-422,430	11,483	286,741	-484,939	62,509	-6,463	17,945
4/ 10	14,273 7,811 2	-7,166	0,568	0,778	-7,166	0,0	0,568	0,0

Figure V.16.tableaux des efforts qui revient a
Chaque élément

Tableaux des Efforts réduits EY

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	13,381 5,859 3,	67,516	2547,313	1027,103	-13,175	80,690	-303,887	2851,200
6/ 2	13,703 5,446 6,	-44,689	1248,690	1217,339	-87,842	43,153	-983,046	2231,735
6/ 3	13,720 5,379 9,	-59,625	1132,310	1258,791	-90,243	30,619	-921,530	2053,840
6/ 4	13,720 5,378 1	-28,355	1404,906	1269,151	-64,305	35,950	-648,984	2053,890
6/ 5	13,720 5,378 1	-30,150	1246,103	1166,999	-60,038	29,888	-580,862	1826,966
6/ 6	13,720 5,378 1	-31,513	1066,421	999,608	-55,997	24,485	-492,217	1558,638
6/ 7	13,730 5,376 2	-9,872	1053,279	900,733	-34,062	24,190	-279,418	1332,697
6/ 8	13,730 5,376 2	-12,838	734,268	695,475	-26,220	13,382	-197,242	931,510
6/ 9	13,625 5,333 2	-11,519	341,542	621,815	-19,237	7,719	-107,110	448,652
6/ 10	14,273 7,811 2	-0,576	8,786	0,406	-0,576	0,0	8,786	0,0

**Figure V.17. tableaux des efforts qui revient a
Chaque élément**

- Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
Unité	KN	%	KN	%	KN	%
sens EX	2600.932	100	2146.487	82.5	454.445	17.5
sens EY	3155.087	100	2851.2	90.37	303.887	9.63

Tableau V.18. Récapitulatif du résultat.

2-Effort verticale :

	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles		Forces reprises par les portiques	
Unité	KN	%	KN	%	KN	%
Fx	985.782	100	179.806	18.24	805.976	81.76

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que la totalité des charges horizontales sont reprises par les voiles (82.5% suivant XX et 90.37% suivant YY) et la totalité des charges verticales sont reprises par les portiques (81.76%).

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, notre structure est de catégorie 4b portiques contreventés par voiles dont le coefficient de comportement $R=4$.

V.5.7.Vérification de la flèche :

On a $f=0.025 < f_{adm}=0.78$

Conclusion:

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- L'effort normal réduit au niveau des poteaux est vérifiée,
- Les effets $P-\Delta$ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

On passe dans le chapitre suivant au ferraillage des éléments structuraux.

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

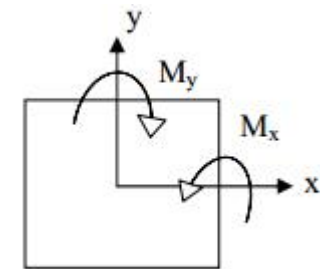
Tableau V.1.Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{\max} - M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{\min} - M_{\text{cor}}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{\max} - N_{\text{cor}}$

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal



Sollicitations

Combinaisons de calcul :**BAEL91/modifiée99 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

RPA99/modifiée2003 :

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

Chaque poteau est soumis à un effort de normal(N) et à un moment fleéchissant(M), nous pouvons avoir l'un des cas suivant :

- section partiellement comprimée(spc)
- section entièrement comprimée(sec)
- section entièrement tendue(SET)

V.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 ROBOT

V.2.Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence(HA), droites.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% $b \times h$ en zone IIa :

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% $b \times h$:

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $b \times h$:

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (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 (45×45) :	16.2	121.5	81
Poteau (40×40) :	12.8	96	64
Poteau (35×35) :	9.8	73.5	49

Tableau V.2. :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L^{\min}$ en zone IIa

La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doit être possible, à 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 :

Les armatures transversales sont désposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Le role des armatures transversales consiste a :

- Empêcher les déformations transverrrsales 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 :

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

S_t : espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\emptyset; 15cm) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq 15\emptyset \text{ en zone courante} \end{cases}$$

Avec : $\emptyset$ i diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

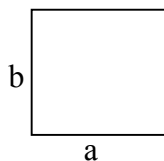
La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ 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'élancement 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.

Lf : longueur de flambement

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{L\text{minimum}}$.

V.3. Calcul des armatures à l'ELU :

V.3.1. Les armatures longitudinales :

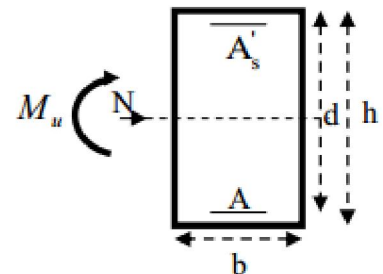
V.3.1.1. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

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 : $e = \frac{Mu}{Nu}$:



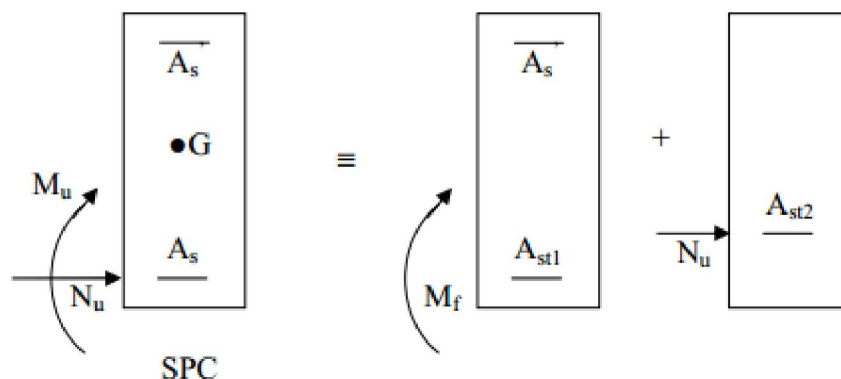
a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

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 :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

- 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 :

$$M_r = \mu_i b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

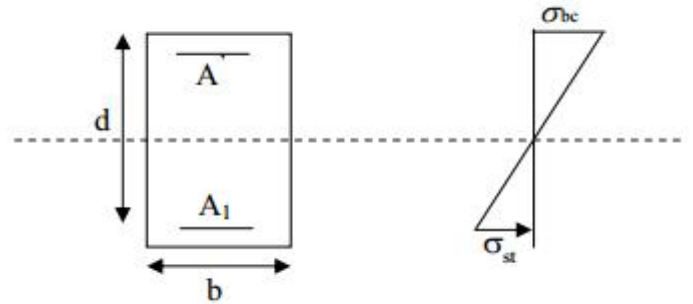
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$



b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')Nu - Mf > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1. \quad \text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc} < (d - c')Nu - Mf < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$2. \quad \text{Si : } (d - c')Nu - Mf \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right)bh^2 f_{bc}$$

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 (45×45) :**

$$N_u = 1514.658 \text{ kN} ; M_u = 159.357 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{159.357 \times 10^2}{1514.658} = 10.52 \text{ cm}$$

$$e = 10.52 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 5\right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de : $(d - c')N_u - M_f$ et $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.05 = 0.40 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 159.357 + 1514.658 \left(\frac{0.45}{2} - 0.05\right) = 424.422 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.45}\right)(0.45)^3 \times 14.2 \times 10^3$$

$$= 322.199 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_f = (0.40 - 0.05) \times 1514.658 - 424.422 = 105.708 \text{ kN.m} < 322.199 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de : $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h - c') \cdot h \cdot b \cdot f_{bc} = (0.45^2 - 0.05) \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 438.514 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } (d - c')N_u - M_f = 105.708 \text{ kN.m} < 438.514 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{1514.658(0.40 - 0.05) - 159.357}{0.45 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.05}{0.5}} \longrightarrow \Psi = 0.55$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{1514.719 - 100 \times 0.55 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0003 = 0$$

$$A_s = 0$$

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 : RDC, 1^{er}, 2^{ème} étage

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage

Zone III : 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{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 :

niv	(cm ²) Section	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2- c)	Observation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)
Zone I	45*45	N _{max} =1514.658	M _{cor} =159.357	0.175	SEC	1.05	0
		N _{min} =181.78	M _{cor} =10.193	0.175	SEC	0	0
		N _{cor} =939.96	M _{max} = 159.357	0.175	SEC	0	2.61
Zone II	40*40	N _{max} =988.356	M _{cor} =120.64	0.150	SEC	0	1.98
		N _{min} =199.732	M _{cor} =4.364	0.150	SPC	0	0
		N _{cor} =631.875	M _{max} =120.64	0.150	SEC	0	3.84
Zone III	35*35	N _{max} =487.071	M _{cor} =64.147	0.125	SEC	0	0.50
		N _{min} =163.282	M _{cor} =4.25	0.125	SPC	0	0
		N _{cor} =291.814	M _{max} =64.147	0.125	SPC	0	2.68

Tableau V.3.: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s(min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée 2003 » en zone IIa.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	Zone I (45 × 45)	16.2	20.35	4HA16+8HA14
du 3 ^{ème} au 5 ^{ème} étage	Zone II (40 × 40)	12.8	14.19	4HA16+4HA14
du 6 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	Zone III (35 × 35)	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

V.4 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.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

$\theta_L^{\max}$: 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.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement géométrique (λ_g) 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 : $\begin{cases} l_0 = 408 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour les autres étages} \end{cases}$

• Espacement des armatures :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min(10\phi_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Dans la zone courante** : $S_t \leq 15\phi_L = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $\phi_L = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

• Calcul de λ_g et de $A_{\min}$:

Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 \Rightarrow \lambda_g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Poteau (45×45) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6.35 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures transversale

	RDC-1-2	3-4-5	6-7-8
	45×45	40×40	35×35
Efforts tranchants (kN)	267.173	217.356	127.065
Elancement géométrique λ_g	6.35	5.35	6.12
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	10	10	10
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	15	15	15
$A_t^{\min}$ zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.35	1.2	1.05
$A_t^{\min}$ zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	2.025	1.8	1.575
A_{ad}	3.01	2.01	2.01

Tableau V.5: Sections des armatures transversales

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

$$h' = \max\left(\frac{266}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) = 60\text{ cm}$$

$h' = 61.37\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux du RDC

$h' = 60\text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux pour le 1^{ère} et les étages courants.

Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33\text{ cm}$$

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ; $\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\tau_{b adm}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étages 45*45	267.173	45	45	6.35	0.075	1.32	1.875	✓
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages 40*40	217.356	40	40	5.35	0.075	1.36	1.875	✓
6-7 et 8 ^{ème} étages 35*35	127.065	35	35	6.12	0.075	1.037	1.875	✓

Tableau V.6. : Vérification au cisaillement

Les armatures longitudinales : art(7.4.2.1) du RPA

- Les armatures longitudinales sont des haute adhérences, droite et sans crochets
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale du recouvrement est de 40ϕ

En zone 1a.

- ✓ Poteaux (45× 45): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- ✓ Poteaux (40× 40): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- ✓ Poteaux (35× 35): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$

V.5.Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

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 : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90.A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90.A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

$$\text{Pour la résolution de l'équation, on calcule } \Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$$

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

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sections	Sollicitations	N_c (kN)	M (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C.V	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
45 × 45	$N_{max} - M_{cor}$	805.976	22.724	0.028	SEC	4.01	2.11	15	✓	57.2	34.5	348	✓
	$N_{min} - M_{cor}$	439.392	2.485	0.006	SEC	1.77	1.56	15	✓	26.3	23.8	348	✓
	$M_{3max} - N_{cor}$	708.725	22.724	0.032	SEC	3.64	1.74	15	✓	51.7	29	348	✓
40 × 40	$N_{max} - M_{cor}$	507.612	14.533	0.029	SEC	3.43	1.58	15	✓	48.3	26.9	348	✓
	$N_{min} - M_{cor}$	214.789	1.116	0.0052	SEC	1.13	0.99	15	✓	16.7	15.1	348	✓
	$M_{3max} - N_{cor}$	480.429	14.533	0.03	SEC	3.29	1.45	15	✓	46.3	24.9	348	✓
35 × 35	$N_{max} - M_{cor}$	223.018	6.973	0.03	SEC	2.12	0.76	15	✓	29.2	14.1	348	✓
	$N_{min} - M_{cor}$	12.465	2.886	0.23	SPC	0.43	0	15	✓	4.75	-5.11	348	✓
	$M_{3max} - N_{cor}$	205.035	6.973	0.034	SPC	2.01	0.65	15	✓	27.5	12.3	348	✓

Tableau V.7 : Vérification des contraintes

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zones	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales
Zone I	RDC au 2 ^{em} étage	45×45	4HA16+8HA14
Zone II	3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	40×40	4HA16+4HA14
Zone III	6 ^{em} au 8 ^{eme} étage	35×35	4HA14+4HA12

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux

B - Ferraillage des poutres :**Poutre principale et poutre secondaire :**

Les poutres sont des éléments exposés aux intempéries et sollicités 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 :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- Accidentelles ($G+Q+E$ et $0.8G+E$) en suivant les règles du RPA2003

Ensuite, nous effectuerons les vérifications à l'ELU et à l'ELS

V-1-Recommandations 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 : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante ; et de 6% en zone de recouvrement.

En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.

➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).

➤ 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'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\varnothing \right) \text{ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$S_t \leq \frac{h}{2}$ 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.

c-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-1-1 Ferraillage des poutres a l'ELU :

a-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

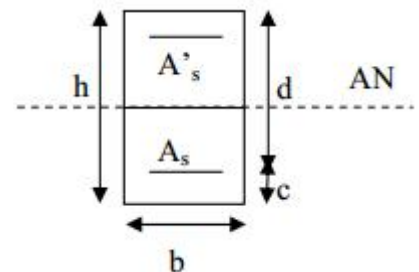
Avec :

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.



1-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.

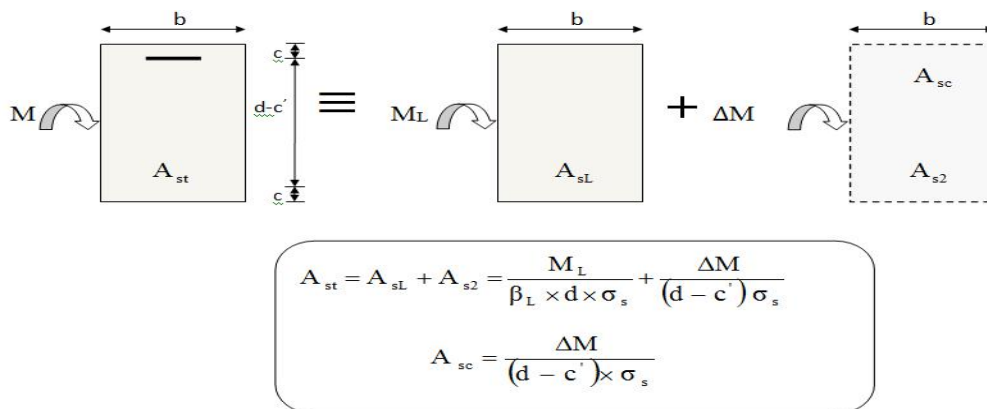
Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

➤ **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 :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \text{ Tel que : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **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.



Disposition des armatures SDA

2-Calcul des armatures longitudinales :

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.

Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

	nature	M(KN.m)
Poutre principale	travée	45.06
	appuis	61.477
Poutre secondaire	travée	90.67
	appuis	105.13

Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres

1-Ferrailage des poutres :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

- Ferrailage des poutres principales (30*40):**

	nature	M(KNm)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
P.P	travée	45.06	0.049	S.S.A	3.87	6.03	3HA16
	appuis	61.477	0.067	S.S.A	5.28	10.65	3HA16+3HA14

Ferrailage des poutres principales (30X40)

- Ferrailage des poutres secondaires (30*40) :**

	nature	M(KN.m)	μ	Observation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	Choix des barres
P.S	travée	90.67	0.227	S.S.A	5.59	6.03	3HA16
	appuis	105.13	0.221	S.S.A	10.08	10.65	3HA16+3HA14

Ferrailage des poutres secondaires (30X40)

V-1-2Vérification à l'ELU :**1-Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :**

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

-Pour les poutres transversales (30 × 40) : $A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2$.

-Pour les poutres longitudinales (30× 40) : $A_{min} = 0.91\text{cm}^2$.

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

2-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 étatsultimes, 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 (30x40) :

$$\tau_u = \frac{154.351}{30 \times 40} \times 10 = 1.28 \text{ MPa}$$

Poutres secondaire (30x40) :

$$\tau_u = \frac{347.965}{30 \times 40} \times 10 = 2.90 \text{ MPa}$$

3-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 : $\tau_u = 1.47 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Poutres secondaires : $\tau_u = 3.31 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4-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 :

$$T_u = 154.351 \text{ KN} < \bar{T}_u = 450 \text{ KN} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

-Poutres secondaires :

$$T_u = 347.965 \text{ KN} < \bar{T}_u = 450 \text{ KN} \quad \text{condition est vérifiée.}$$

-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 effort égal à : $T_u - \frac{Mu}{0.9d}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

$$\text{-Poutres principales : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 154.351 - \frac{61.477}{0.9 \times 0.35} = -40.81 < 0$$

$$\text{-Poutres secondaires : } T_u - \frac{Mu}{0.9d} = 347.965 - \frac{105.13}{0.9 \times 0.35} = -17.24 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5-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 : $\tau_{se} = 2.991 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

-Poutres secondaires : $\tau_{se} = 1.681 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition d'adhérence est vérifiée.

6-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.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

- Pour $\emptyset 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

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 encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour $\emptyset 16$: $l_a = 22.57 \text{ cm}$.

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

7-Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.43 \text{ mm}, 2 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

8-Calcul des espacements :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_L; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\}$$

$$S_t = \min(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}; 30) = 8.75 \text{ cm}$$

Pour les poutres principales : $S_t = 8 \text{ cm}$

Pour les poutres secondaires : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

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.

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

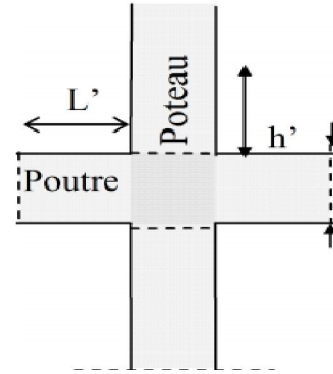


Figure VI-B-1 : Zone nodale

Les poutres :

Poutres principales: $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm.}$

Poutres secondaires: $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm.}$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

10-Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰ } S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.35\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

11-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-2-Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur 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.

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2-Etat limite de déformation du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Avec } \rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de β_1 et $K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$

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 :

➤ Poutres principales :

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (M pa)	Obs
Travée	16.68	6.03	4.121	0.782	7.93	99.1	12.5	c.v
appuis	20.165	10.65	11.78	0.729	4.45	136.73	14.02	c.v

➤ Poutres secondaires :

	Ms (KN.m)	Asu (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (M pa)	Obs
Travée	18.273	6.03	4.507	0.777	7.42	55.76	7.51	C.V
appuis	16.227	10.65	3.976	0.784	8.15	46.85	5.75	C.V

3-Vérification de la flèche :

Sens (x-x), (y-y) : $\bar{f} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm.}$

0.25cm (donné par robot) < 0.78cm → C.V

V-C-Ferrailage 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 différents 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 : RDC, 1 et 2^{ème} étage.
- Zone II : 3, 4 et 5^{ème} étage.
- Zone III : 6, 7 et 8^{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 :

G+Q+E

0.8G+E

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

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \quad \text{Avec :}$$

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 certains 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 ferrailage 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**

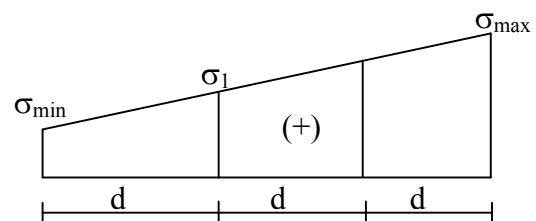
comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :



Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s (2\text{‰})}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

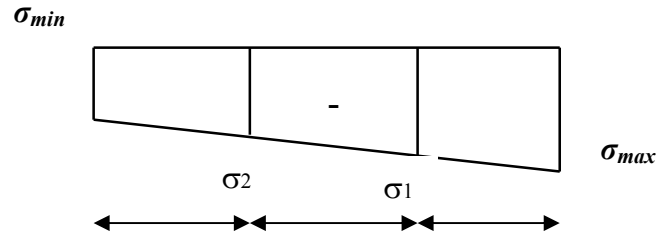
$\sigma_{s(2\text{‰})}$: Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de 2‰ $\Rightarrow$

$$\sigma_{s(2\text{‰})} = 348 \text{ MPa}.$$

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 :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s(2\text{‰})}}$$

Avec : $\sigma_{s(2\text{‰})} = 348 \text{ MPa}$.

Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$

➤ 3^{ème} cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

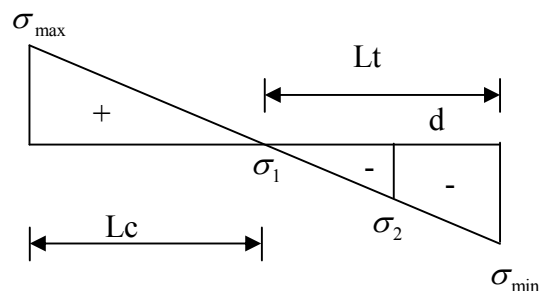
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$



La section d'armature est calculée comme suit :

Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = 0.23B \frac{f_{c28}}{f_e}$ (cm²)
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0,25 \% B$ (cm²)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right)$$

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.

f)- Dispositions constructives :

- **Espacement constructive** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

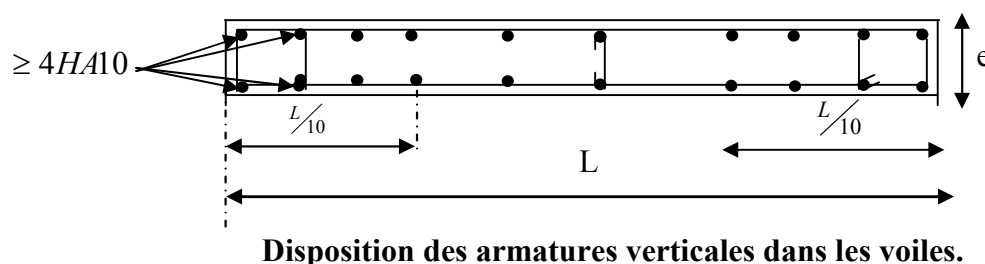
L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

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.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

• 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 :

$N_s = G + Q$ (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 :

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa} \quad (\text{avec : } \gamma_b = 1.15).$$

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VL1 de la zone I :

$$B = 0,24\text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 5287\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -11528\text{KN/m}^2$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \quad L_c = \frac{5287}{5287+11528} \times 1.2 = 0.38\text{m}$$

$L_c = 0.38 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

$$\Rightarrow L_t = L - L_c = 0.82\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 0.441\text{m}$$

Pour notre cas on prend $d = 0.441 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left(L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 5764 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 711.1 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot (L_t - d) \cdot e = 237.1 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :**➤ Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 17.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 5.93 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.5 \% B ; \frac{0.23 B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Telque $B = d \times e$

$$A_{\min} = 4.32 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_{v \text{ adopte}}}{4} ; A_H = \frac{37.6}{4} = 9.42 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003: $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 1.23 \text{ cm}^2$

Soit : $6\text{HA}20 = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times Vu \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 0.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Sections d'armatures totales :**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 27.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.93 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

- Le ferrailage à adopté sur toute la surface du voile est :

$$A_{v \text{ adp}} = 18.84 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad \text{BAEL 91}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 2.847 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{25}{1,15}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 2.847 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b * 0.9L} = 4.786 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.786 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats des autres voiles sont résume dans les tableaux suivant :

VLI

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,25	1,3
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,25	0,26
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	5287	2652	2274
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-11528	-6468	-4681
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1024.52	851.214	644.772
	L _t (m)	0,89	1,02	1,04
	L _c (m)	0,31	0,23	0,26
	d (m)	0,444	0,508	0,519
	σ_1 [KN/m ²]	4722,500	2230,000	1217,000
	N (kN)	N ₁	629,11	339,62
		N ₂	209,704	113,206
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,73	8,49
		A _{v2}	5,24	2,83
	A _{vi} (cm ²)	28,07	12,48	8,25
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22,74	11,61
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,24	5,95
	A _{min} (cm ²)	4,66	5,33	5,44
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	37,68	24,12
		Bonde 2	18,84	12,06
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 6HA20	2 6HA16
		Bonde 2	2 3HA20	2 3HA16
	S _t (cm)	Bonde1	8	8
		Bonde 2	16	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,66	3,05
	A _H /nappe (cm ²)		9,42	6,03
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	5HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=3.14cm ²)	(A=5.65cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	3,249	1,441
		τ_b (MPa)	4,725	2,017
	ELS	N _s (kN)	973.833	740.454
		σ_b (MPa)	2,82	2,22

VLII

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,4	1,45	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,28	0,29	0,3
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		5058	269	1868
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-10508	-3983	-2919
	Nature de la section		SPC	SET	SET
	V _u (kN)		823,659	740,824	560,182
	L _t (m)		0,95	1,36	0,91
	L _c (m)		0,45	0,09	0,59
	d (m)		0,473	0,679	0,457
	σ_1 [KN/m ²]		5254,000	1991,500	1459,500
	N (kN)	N ₁	744,82	405,75	200,24
		N ₂	248,274	135,249	66,748
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,62	10,14	5,01
		A _{v2}	6,21	3,38	1,67
	A _{vi} (cm ²)		31,71	28,52	21,57
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	26,55	17,27	10,40
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,21	10,51	7,06
	A _{min} (cm ²)		4,96	7,13	4,80
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	37,68	24,12	18,46
		Bonde 2	18,84	12,06	9,24
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 6HA20	2 6HA16	2 6HA14
		Bonde 2	2 3HA20	2 3HA16	2 3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	8	8	8
		Bonde 2	16	16	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,84	4,07	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		9,42	6,03	4,62
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3,248	2,838	2,075
		τ_b (MPa)	4,576	3,974	2,905
	ELS	N _s (kN)	920,899	661,348	371,307
		σ_b (MPa)	2,52	1,92	1,09

VTI

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,25	1,3
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,25	0,26
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	3317	1031	617
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-9445	-4460	-2434
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	728,977	324,189	214,325
	L _t (m)	0,89	1,02	1,04
	L _c (m)	0,31	0,23	0,26
	d (m)	0,444	0,508	0,519
	σ_1 [KN/m ²]	4722,500	2230,000	1217,000
	N (kN)	N ₁	629,11	339,62
		N ₂	209,704	113,206
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,73	8,49
		A _{v2}	5,24	2,83
	A _{vi} (cm ²)	28,07	12,48	8,25
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22,74	11,61
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,24	5,95
	A _{min} (cm ²)	4,66	5,33	5,44
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	37,68	24,12
		Bonde 2	18,84	12,06
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 6HA20	2 6HA16
		Bonde 2	2 3HA20	2 3HA16
	S _t (cm)	Bonde1	8	8
		Bonde 2	16	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,66	3,05
	A _H /nappe (cm ²)		9,42	6,03
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	5HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=3.14cm ²)	(A=5.65cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	3,249	1,441
		τ_b (MPa)	4,725	2,017
	ELS	N _s (kN)	916,119	676,151
		σ_b (MPa)	2,82	2,22

VTII

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,7	3,75	3,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,74	0,75	0,76
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2299	2184	1439
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6306	-4133	-2527
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1849,304	1572,241	1036,133
	L _t (m)	2,71	2,45	2,42
	L _c (m)	0,99	1,30	1,38
	d (m)	1,356	1,227	1,211
	σ_1 [KN/m ²]	3153,000	2066,500	1263,500
	N (kN)	N ₁	1282,39	760,52
		N ₂	427,463	253,508
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30,06	19,01
		A _{v2}	10,69	6,34
	A _{vi} (cm ²)	71,20	60,53	39,89
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	47,86	34,15
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10,69	21,47
	A _{min} (cm ²)	14,24	12,88	12,71
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	62,82	40,2
		Bonde 2	25,12	16,08
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 10HA20	2 10HA16
		Bonde 2	2 4HA20	2 4HA16
	S _t (cm)	Bonde1	14	14
		Bonde 2	28	28
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8,13	7,36
	A _H /nappe (cm ²)		15,71	10,05
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.14cm ²)	(A=5.65cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2,777	2,329
		τ_b (MPa)	3,887	3,261
	ELS	N _s (kN)	2717,365	2036,834
		σ_b (MPa)	3,12	2,44

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristique s géométriques	L (m)		1,71	1,71	1,71
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,342	0,342	0,342
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		1238	107	819
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-7597	-3559	-1991
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		985,403	387,758	281,156
	L _t (m)		1,47	1,66	1,21
	L _c (m)		0,24	0,05	0,50
	d (m)		0,735	0,830	0,606
	σ_1 [KN/m²]		3798,500	1779,500	995,500
	N (kN)	N ₁	837,79	443,12	180,92
		N ₂	279,263	147,707	60,308
	A _v (cm²)	A _{v1}	20,94	11,08	4,52
		A _{v2}	6,98	3,69	1,51
	A _{vi} (cm²)		37,94	14,93	10,82
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	30,43	14,81	7,23
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	6,98	7,42	4,21
		A _{min} (cm²)		7,72	8,72
	A _{vadopté} (cm²)	Bonde1	43,98	28,14	15,84
		Bonde 2	18,84	12,06	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 7HA20	2 7HA16	2 7HA12
		Bonde 2	2 3HA20	2 3HA16	2 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	20	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,41	4,98	6,00
	A _H /nappe (cm²)		11,00	7,04	3,96
	Choix des barres/nappe (cm²)		6HA14/napp e	5HA12/napp e	4HA10/napp e
ep =25cm		(A=1,54cm²)	(A=5.65cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contraint e	τ_u (MPa)	3,240	1,260	0,913
		τ_b (MPa)	4,482	1,764	1,279
	ELS	N _s (kN)	1133,558	824,357	457,037
σ_b (MPa)		2,60	2,05	1,22	

VLASC

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,51	1,51	1,51
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,302	0,302	0,302
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1949	666	447
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-738	-621	777
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	858,021	394,326	264,84
	L _t (m)	0,98	1,51	1,03
	L _c (m)	0,00	0,00	0,00
	d (m)	0,488	0,755	0,513
	σ_1 [KN/m ²]	369,000	310,500	-388,500
	N (kN)	N ₁	53,97	70,33
		N ₂	-77,025	23,443
	A _v (cm ²)	A _{v1}	1,35	1,76
		A _{v2}	-1,93	0,59
	A _{vi} (cm ²)		33,03	15,18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	9,61	5,55
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	6,33	4,38
	A _{min} (cm ²)		5,12	7,93
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	6,78	6,78
		Bonde 2	6,78	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 3HA12	2 3HA12
		Bonde 2	2 3HA12	2 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15	15
		Bonde 2	30	30
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,93	4,53
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10/nappe	8HA10/nappe
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	3,157	1,451
		τ_b (MPa)	4,420	2,031
	ELS	N _s (kN)	979,337	696,324
		σ_b (MPa)	3,04	2,16

I.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

-Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

-Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

I.2 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

I.3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ;
- L'économie ;

I.4 Dimensionnement

I.4.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	973.833	1.20	4.05	4.86
VL2	920.899	1.40	3.29	4.606
VL asc	979.337	1.51	3.24	4.89
				14.358

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	916.119	3.70	1.24	4.59
VT2	2499.976	1.20	10.41	12.49
VT asc	1133.558	1.71	3.314	5.67
				22.75

$$S_v = \sum S_i = 37.105 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

I.4.2 Semelles filantes sous poteaux

Résultantes des charges :

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Ni [KN]	Mi [KN]	ei	Ni x ei [KN.m]
1	743.297	16.935	13.35	9923.015
2	751.74	-6.544	9.55	7179.117
3	767.464	7.601	5.65	4336.172
4	768.406	-12.445	1.75	1344.71
5	780.501	7.883	-1.75	-1365.876
6	792.651	-13.597	-5.65	-4478.478
7	797.641	7.608	-9.55	-7617.47
8	805.976	22.724	-13.35	-10759.779
Somme	6207.68	30.165	0	-1438.589

-Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.236m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.236m < \frac{L}{6} = \frac{26.25}{6} = 4.375m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6207.68}{26.25} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.236}{26.25}\right) = 223.726 \text{ KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6207.68}{26.25} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.236}{26.25}\right) = 249.239 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6207.68}{26.25} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.236}{26.25}\right) = 242.861 \text{ KN / m}$$

Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{242.861}{200} = 1.21m$$

On prend B = 1.30m.

On aura donc, $S = 1.3 \times 26.25 = 34.12m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 34.12 \times 7 + 37.105 = 275.945m^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque

Etant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupent plus de 50 % de l'assise donc en ajoutant l'autre sens la surface totale va dépasser les 50% de la surface du bâtiment.

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 303.045m^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal : $S_t = 275.945 m^2$ (91.157%)

$S_t > 50 \% S_{bat}$

On opte pour un radier général.

I.5 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

I.5.1 Pré dimensionnement du radier

Dalles sous voiles

1-Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.90}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.75m$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; on opte pour $h = 80cm$.

-La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$h_d \geq \frac{390}{20} = 19.5cm \quad \text{Soit } h_d = 40cm$$

-Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 80 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow b_n = 50 \text{ cm}$$

2. Combinaison d'actions

$$G_{\text{bat}} = 36861.164 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{bat}} = 6247.234 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 59133.42$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + Q = 43108.398$$

3. Détermination de la surface du radier

$$\text{A l'ELS} \quad S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{43108.398}{200} = 215.54 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{59133.42}{1.33 \times 200} = 222.31 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte pour } S_{\text{rad}} = 222.31 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S_{\text{bat}} = 330.045 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 222.31 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

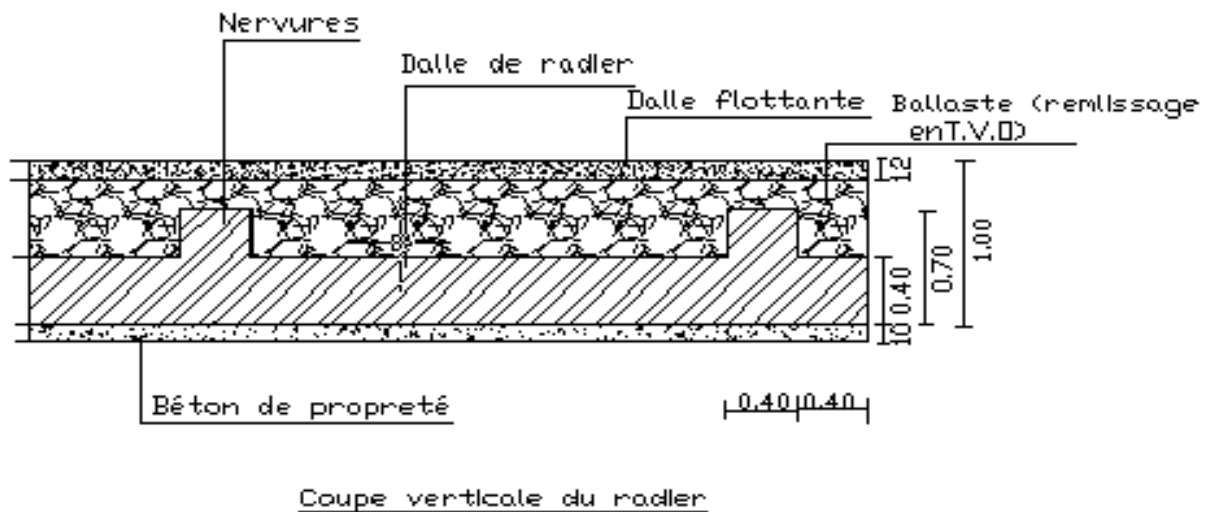
$$\text{On prend: } L_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 330.045 + 0.45 (10.65 + 26.25) \times 2 = 363.255 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier: } S_{\text{rad}} = 363.255 \text{ m}^2$$

4. Détermination des efforts à la base du radier



Poids de radier :

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (363.255 \times 0,40) \times 25 = 3632.55 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,50 \times (0,80 - 0,40) \times 26.25 \times 8) + (0,50 \times (0,80 - 0,40) \times 10.65 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1263 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = \text{pds de la nervure} / b_{\text{ner}} \times \rho = 1263 / 0,5 \times 25 = 101.04 \text{ m}$$

$$P_{\text{TVO}} = [(363.255 - 101.04) \times (0,5 - 0,35)] \times 25 = 969.469 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (363.255 - 101.04) \times 0,45 \times 25 = 2949.918 \text{ KN.}$$

$$\longrightarrow G_{\text{rad}} = 3632.55 + 1263 + 969.469 + 2949.918 = 8814.93 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 3.5 \times 363.255 = 1271.39 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 36861.164 + 8814.93 = 45676.09 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 6247.234 + 1271.39 = 7518.626 \text{ KN}$$

5. Combinaison d'actions

A l'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 72940.664 \text{ KN}$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 53194.72 \text{ KN}$

1.5.2 Verification

1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{72940.664 \times 1}{363.255} \times \frac{3.9}{2} = 391.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{391.56}{1 \times 0,36} = 1087.65 \text{ KN} / \text{m}^2 = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-Vérification de la stabilité du radier

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = 13.628 \text{ m}; \quad Y_G = 5.782 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 34220.127 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 14931.014 \text{ m}^4.$$

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 on doit vérifier que :

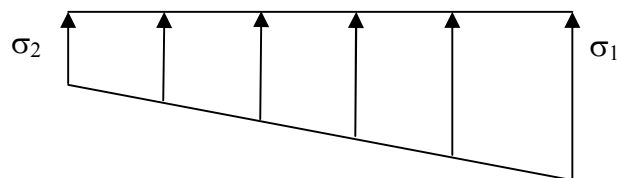


Fig1 : Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal

$$\text{A l'ELU } M_x = 25.479 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72940.664}{363.255} + \frac{25.479}{14931.014} \times 13.125 = 200.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72940.664}{363.255} - \frac{25.479}{14931.014} \times 13.125 = 199.01 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.79 + 199.01}{4} = 200.34 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS $M_x = 18.57 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53194.72}{363.255} + \frac{18.57}{14931.014} \times 13.125 = 146.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53194.72}{363.255} - \frac{18.57}{14931.014} \times 13.125 = 145.1 / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.44 + 145.1}{4} = 146.105 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Sens transversal

A l'ELU $M_y = 21.653 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72940.664}{363.55} + \frac{21.653}{34220.127} \times 10.65 = 200.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71527.92}{359.565} - \frac{18263.95}{16210.34} \times 10.65 = 199.98 / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 200.64 + 199.98}{4} = 200.45 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS $M_y = 15.725 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53194.72}{363.55} + \frac{15.725}{34220.127} \times 10.65 = 146.325 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53194.72}{363.55} - \frac{15.725}{34220.127} \times 10.65 = 145.85 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 146.325 + 145.85}{4} = 146.206 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

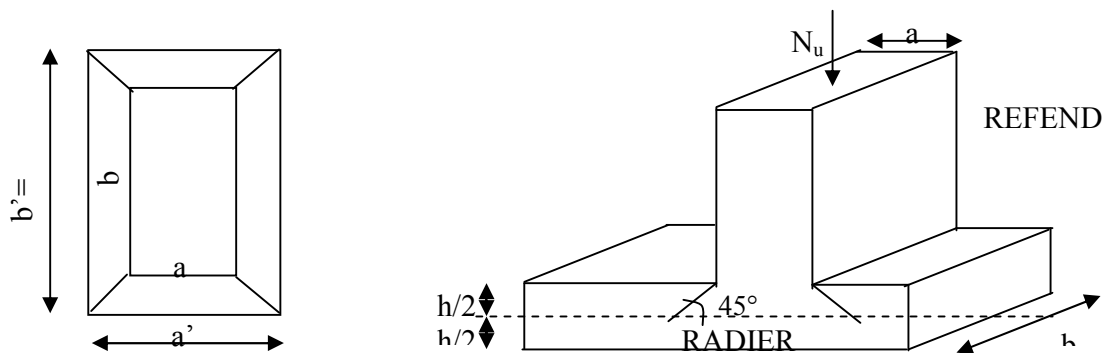


Fig2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,80) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1514.658 \text{ KN.m.}$$

$$N_u < 0,045 \times 5 \times 0.80 \times 25000 = 4500 \text{ KN.m}$$

Voile : La vérification se fait pour le voile le plus sollicité pour une bonde de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,80) = 5.60 \text{ m}$$

$$N_u = 3728.033 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 0,8 \times 5.60 \times 25000 = 5040 \text{ KN.m}$$

I.6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91** pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastrées sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

I.6.1 Panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

1^{er} Cas

Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

I.6.2 Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,9}{3,9} = 1 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Donc : ($\mu_x = 0.0368$; $\mu_y = 1.00$)

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - 1,35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 200.45 - 1,35 \times \frac{8814.93}{363.255} = 167.69 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 146.206 - \frac{8814.93}{363.255} = 121.94 \text{ KN/m}^2$$

1.6.3 Calcul à l'ELU**1. Evaluation des moments M_x , M_y**

On obtient

$$M_x = 0,0368 \times 167.79 \times 3,90^2 = 93.92 \text{ m}$$

$$M_y = 1.00 \times 93.92 = 93.92 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

Sens xx :**Moments aux appuis**

$$M_a = 0,5 \cdot M_{\max}$$

$$M_a = 0,5 \times 93.92$$

$$M_a = 46.96 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_t = 0.75 \cdot M_{\max}$$

$$M_t = 0.75 \times 93.92$$

$$M_t = 70.44 \text{ kN.m}$$

Sens yy :**Moments aux appuis**

$$M_a = 0,5 \cdot M_{\max}$$

$$M_a = 0,5 \times 93.92$$

$$M_a = 46.96 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_t = 0.75 \cdot M_{\max}$$

$$M_t = 0.75 \times 93.92$$

$$M_t = 70.44 \text{ kN.m}$$

2. Ferrailage dans le sens x – x(longitudinal) :**Aux appuis :**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.96 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,0269 \quad (u_l = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,027 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{46.96 \times 10^3}{0,987 \times 35 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Avec : $S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.44 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.040 \quad (u_1 = 0.392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70.44 \times 10^3}{0.980 \times 35 \times 348} = 5.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

3. Ferrailage dans le sens y - y (transversal):

Aux appuis :

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46.96 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.0269 \quad (u_1 = 0.392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{46.96 \times 10^3}{0.987 \times 35 \times 348} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$;

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{70.44 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0.040 \quad (u_1 = 0.392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{70.44 \times 10^3}{0.980 \times 35 \times 348} = 5.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA 16 = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

I.6.4 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 50 \times \frac{3-1}{2} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Aux appuis :} & \quad \begin{cases} A_{ua}^x = 5.650 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.650 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \\ \text{En travée :} & \quad \begin{cases} A_{ut}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \end{aligned}$$

I.6.5 Calcul à l'ELS (Sens x-x)

1. Evaluation des moments M_x , M_y

$$M_x = 0,0368 \times 121.91 \times 3,90^2 = 68.24 \text{ m}$$

$$M_y = 1.00 \times 68.24 = 68.24 \text{ KN.m}$$

Sens xx :

Moments aux appuis

$$M_a = 0,5 \cdot M_{\max}$$

$$M_a = 0,5 \times 68.24$$

$$M_a = 34.12 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_t = 0.75 \cdot M_{s\max}$$

$$M_t = 0.75 \times 86.24$$

$$M_t = 64.68 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

Moments aux appuis

$$M_a = 0,5 \cdot M_{\max}$$

$$M_a = 0,5 \times 68.24$$

$$M_a = 34.12 \text{ kN.m}$$

Moments en travée

$$M_t = 0.75 \cdot M_{s\max}$$

$$M_t = 0.75 \times 86.24$$

$$M_t = 64.68 \text{ kN.m}$$

2. Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.5}{100 \times 35} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \quad \alpha_1 = 0,252 \quad K_1 = 44.52$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44.52} = 0,022$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{68.24 \times 10^6}{0.916 \times 350 \times 1005} = 211.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,022 \times 211.79 = 4.66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte dans les aciers :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

1.7 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur

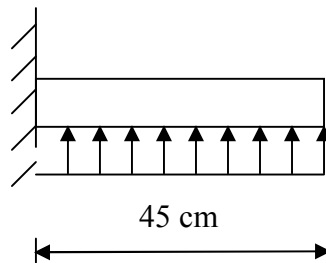


Figure 3 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$q_u = 167.69 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-167.69 \times 0.45^2}{2} = -16.97 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 121.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-121.94 \times 0.45^2}{2} = -12.35 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 35 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.97 \times 10^4}{100 \times 35^2 \times 14.2} = 0,098 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,098 \rightarrow \beta_u = 0,948$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.97 \times 10^4}{0.948 \times 35 \times 348} = 14.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $S_t = 12 \text{ cm}$

$$A_u = 14.7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{soit } 8\text{HA}16 = 16.08 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 35 \times 2.1}{400} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4.23 \text{ cm}^2 < A_u = 16.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

5. Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 16.08}{100 \times 35} = 0.45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \quad \alpha_1 = 0.306 \quad K_1 = 34.02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{12.35 \times 10^6}{0.898 \times 350 \times 1608} = 21.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.029 \times 21.75 = 0.64 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

I.8. Calcul des nervures

La nervure est considérée comme une poutre doublement encastree

$$h = 80 \text{ cm} \quad b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

Détermination des charges :

A l'ELU

$$q_u = (\sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) \cdot 1 \text{ ml} = (200.45 - \frac{8814.93}{363.255} - \frac{1263}{101.04}) 1 \text{ ml} = 163.68 \text{ KN / ml}$$

A l'ELS

$$q_s = (\sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}) = (146.206 - \frac{1263}{101.04} - \frac{8814.93}{363.255}) \text{ml} = 109.44 \text{KN / ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot l_m$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot l_t$$

$$Q_s = q_s \cdot l_t$$

Remarque

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel « Robot »

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax}	1113.51	434.84	1020.69	395.26
M_{tmax}	832.44	299.26	771.18	250.99
T	922.31	671.81	931.89	692.33

Tableau VII.4 : Les efforts internes dans les nervures

a-Calcul des armatures :

• **Sens longitudinal X-X :**

$$b = 45 \text{ cm}; h = 80 \text{ cm}; d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1113.51 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,279 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_u = 0,279 \rightarrow \beta = 0,833$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1113.51 \times 10^3}{0,833 \times 75 \times 348} = 51.21 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA20 (filante) + 10HA16 (chapeau) = 51.51 cm²/ml.** Avec : **S_t = 10cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{832.44 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,208 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,208 \rightarrow \beta = 0,882$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{832.44 \times 10^3}{0,885 \times 75 \times 348} = 36.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **10HA20 (filante) + 10HA12 (chapeau) = 42.72 cm²/ml.** Avec : **St = 10cm.**

• **Sens transversal Y-Y :**

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 80 \text{ cm}$, $d = 75 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1020.69 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,256 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,256 \rightarrow \beta = 0,849$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1020.69 \times 10^3}{0,849 \times 75 \times 348} = 46.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20 (filant) + 8HA20 (chapeau) = 50.26 cm²/ml.** Avec : **S_t = 12 cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{771.18 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,20 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,20 \rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{771.18 \times 10^3}{0,887 \times 75 \times 348} = 33.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA20 (filante) + 8HA12 (chapeau) = 34.18 cm²/ml.** Avec : **St = 12cm.**

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

	X-X	Y-Y
Appuis	10HA20+10HA16	8HA20+8HA20
Travée	10HA20+10HA12	8HA20+8HA12

Vérification à l'ELU :

- ✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la *C.N.F* : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- ✓ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20; 14.4\} \quad \text{Soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 14 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 14 \times 50 = 2.1 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

A- Vérification de la contrainte de cisaillement

1) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

- **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 922.31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{922.31 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 931.89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{931.89 \times 10^3}{500 \times 750} = 2.48 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

B-Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	M_u	M_s	μ	γ	α	α'	Obs
X-X	appuis	1113.51	434.84	0.108	2.56	0.843	1.03	Condition vérifiée
	travée	832.44	299.26	0.075	2.81	0.795	1.16	Condition vérifiée
Y-Y	appuis	1020.69	395.51	0.099	2.58	0.831	1.04	Condition vérifiée
	travée	771.18	250.99	0.063	3.07	0.768	1.29	Condition vérifiée

TAB VII.5: Vérification à l'ELS

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ROBOT-BAT** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

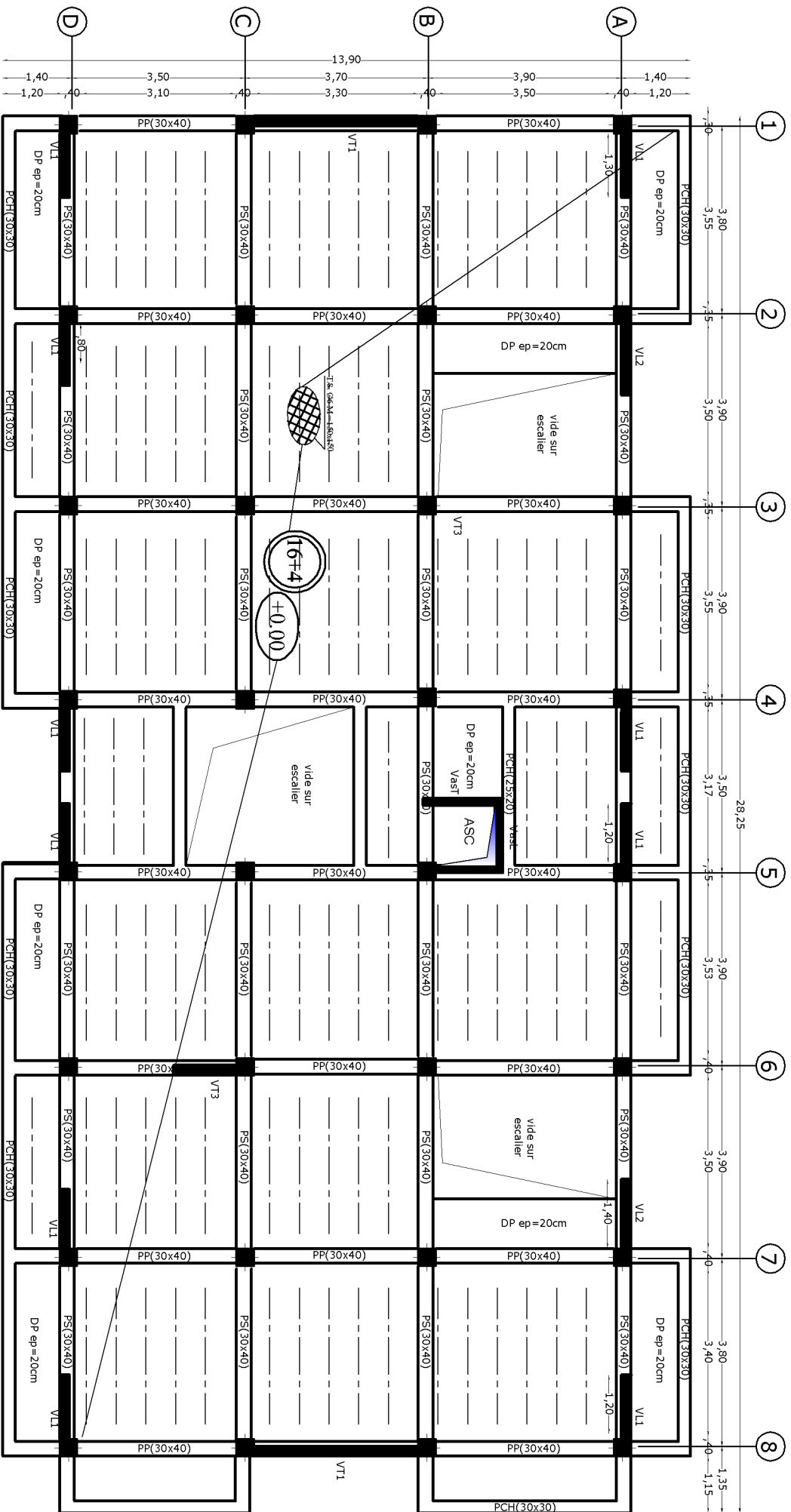
- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

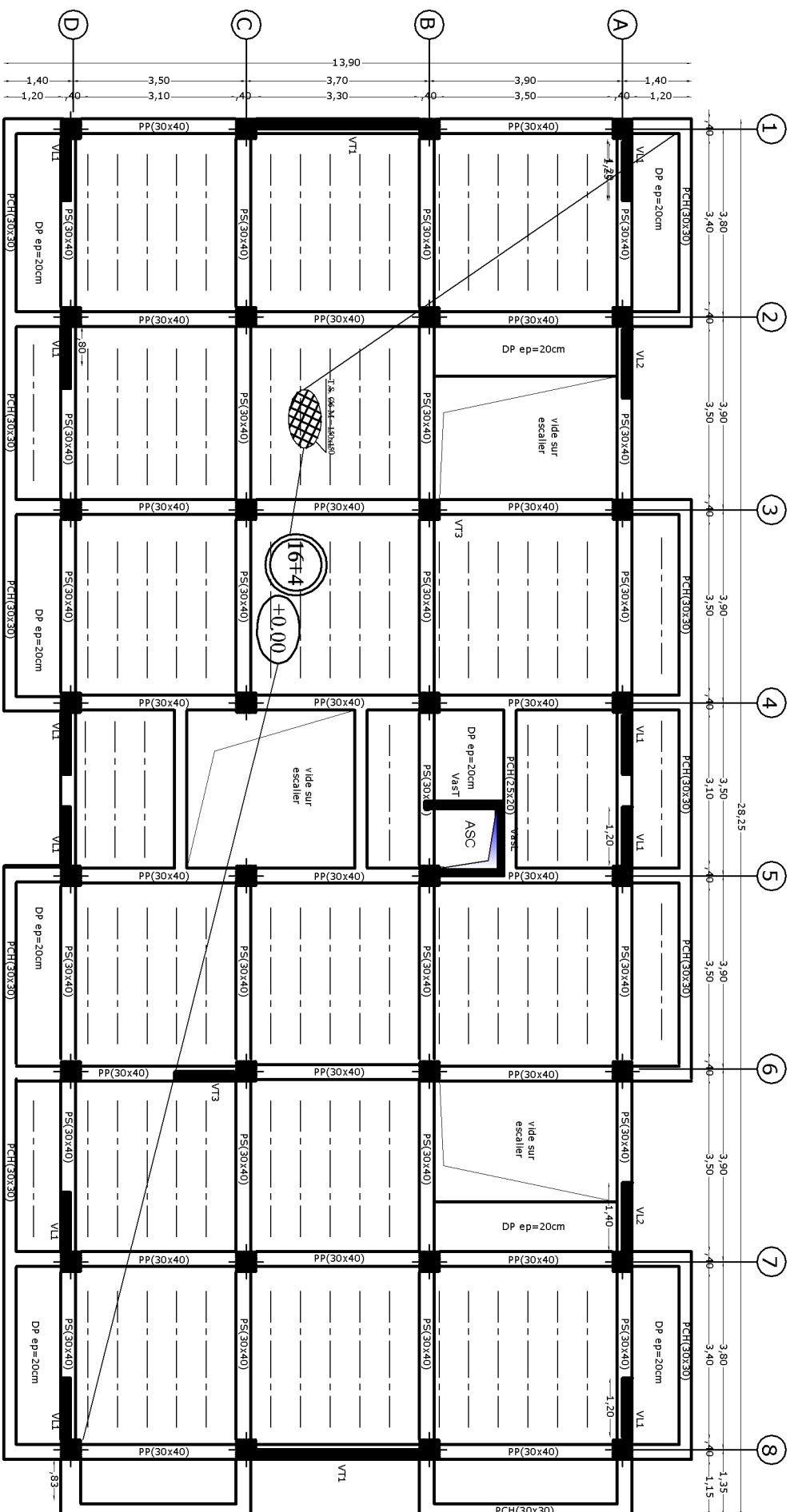
- ❖ Logiciel ROBOT BAT 2010.
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ EXCEL 2010
- ❖ WORD 2007
- ❖ AUTOCAD 2014

Ouvrages :

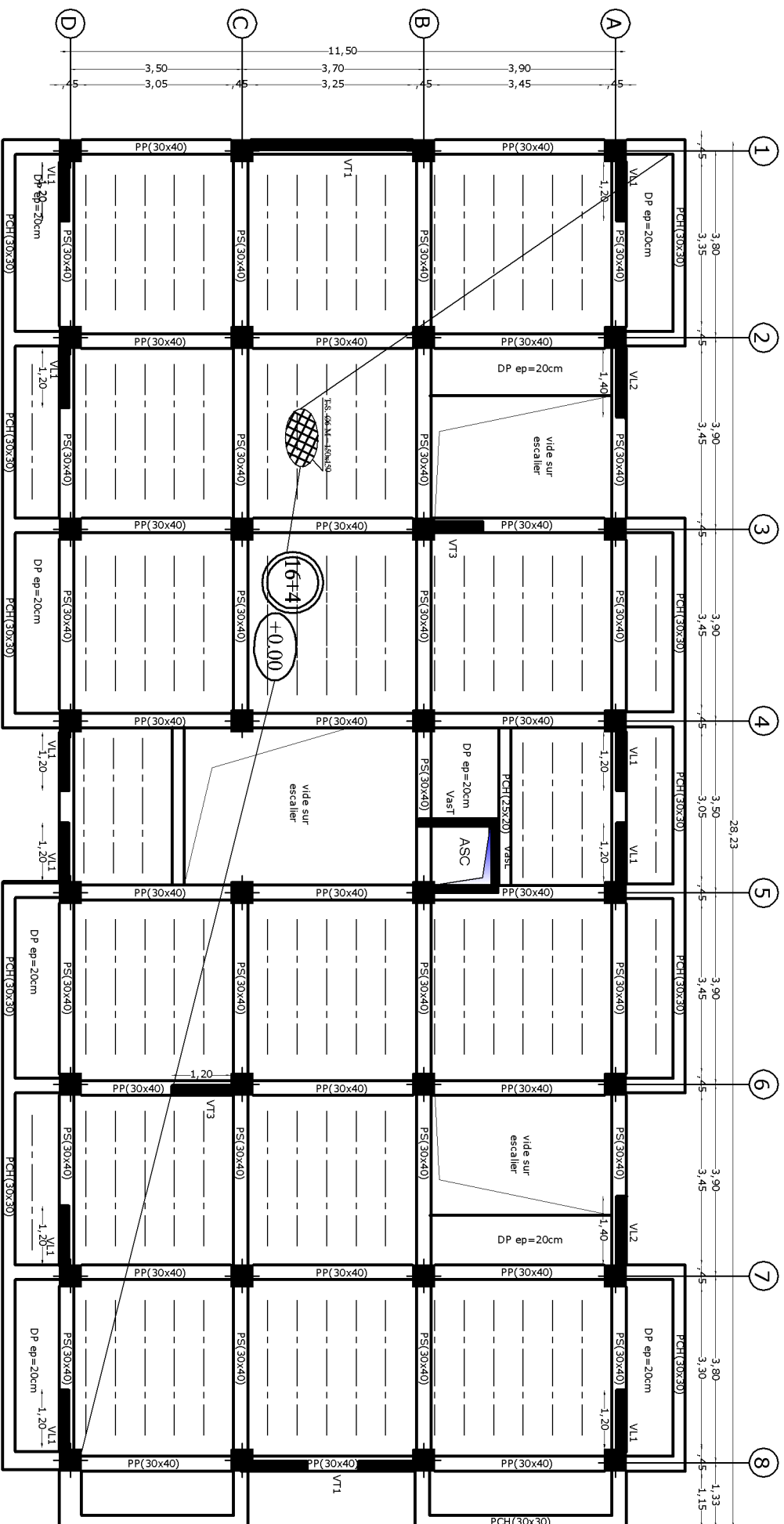
- ❖ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- ❖ Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- ❖ Les abaques de **PIGEAUD**.
- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.



Plan de coffrage NIV: +22.44, +25.50 & +28.56, ECH: 1/50



Plan de coffrage NIV: +13.26, +16.32 & +19.38, ECH: 1/50



Plan de coffrage NIV: +4.08, ECH: 1/50