

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+13 +S/SOL A
USAGE D'HABITATION A AIN BENIAN
- ALGER -

Proposé par :

ZERGOUG BOULEM

Présenté par :

**TIZOUJAR ABDERRAHMANE
FERKOUS M^{ED} AMINE**

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*
- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tout ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- A mes très chers frère et sœurs.*
- A toute ma famille.*
- A tous mes amis.*
- En fin, je remercie mon binôme TIZOUIAR abderrahmane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

FERKOUZ Mohamed amine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*
- A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tout ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- A mes très chers frères et sœurs.*
- A toute ma famille.*
- A tous mes amis.*
- En fin, je remercie mon binôme FERKOUS Mohamed amine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

TIZOUIAR abderrahmane

SOMMAIRE

	Page
 Chapitre I : INTRODUCTION	
I-1) Introduction générale	01
I-2) Présentation du RPA 99/version 2003	01
 Chapitre II : PRESENTATION DE PROJET	
II-1) présentation de l'ouvrage	03
II-2) Caractéristiques de la structure	03
II-3) Hypothèse de calcul	04
II-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
II-5) Conception de la structure	11
 Chapitre III : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments	
III-1) Introduction	15
III-2) Descente des charges	15
III-3) Pré dimensionnement des planchers.....	19
III-4) Pré dimensionnement des poteaux	21
III-5) Pré dimensionnement des poutres	31
III-6) Pré dimensionnement des voiles	32
III-7) Pré dimensionnement des escaliers	33
III-8) Local d'ascenseur	34
III-9) Détermination du poids de la structure.....	35
 Chapitre IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
IV-1) Introduction	40
IV-2) Calcul des escaliers	40
IV-3) Poutre Palière	45
IV-4) Calcul de l'acrotère	53
IV-5) Calcul du balcon	58
IV-6) Calcul des planchers	63
IV-7) Dalle de Compression	72

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

V-1) Introduction Générale.....	74
V-2) Objectifs de l'étude dynamique	74
V-3) Modélisation Mathématique	75
V-4) Modélisation De la structure étudiée	75
V-5) Analyse de la structure	76
V-6) Outils de modélisation & d'exploitation des résultats	77
V-7) Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	79
V-8) Résultats de l'analyse dynamique par l'ETABS 9.7.0	82

Chapitre VI : ETUDE SOUS CHARGES HORIZONTALES

VI-1) Etude au vent	85
VI-2) Etude Sismique	98

Chapitre VII : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII-1) Ferrailage des poteaux	109
VII-2) Ferrailage des poutres	125
VII-3) Ferrailage des voiles	132
VII-4) Ferrailage des linteaux	148
VII-5) Ferrailage des Poteaux solidaires avec les voiles.....	152

Chapitre VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII -1) Introduction	154
VIII -2) Etude du voile périphérique	154
VIII -3) Etude des fondations	159

Annexe : CROQUIS DE FERRAILLAGE

Chapitre IX : COMMENTAIRES ET CONCLUSIONS

IX -1) Conclusion	177
-------------------------	-----

Chapitre I

INTRODUCTION

CHAPITRE I

I) INTRODUCTION

I-1) INTRODUCTION GÉNÉRALE:

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, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

I-2) PRÉSENTATION DU RPA 99/VERSION 2003 :

Les règles RPA99/2003 ont été mises à jour après l'important séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003; Notamment, un nouveau zonage sismique de l'Algérie a été adopté. Les niveaux de sismicité enregistrés dans les wilayas d'Alger et de Boumerdès se sont révélés plus élevés que celui pris en compte dans les règles en vigueur.

La révision du **RPA 99**, porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du **RPA 99** (et donc des valeurs du coefficient d'accélération de zone **A** qui s'y rattachent) ;
- En outre elle modifie ou enrichit certaines prescriptions du règlement et, en particulier, celles concernant les systèmes de contreventement par "portiques auto stables".

Le territoire national est divisé en cinq (**05**) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : Sismicité négligeable ;
- **Zone I** : Sismicité faible ;
- **Zone II- a / II- b** : Sismicité moyenne ;
- **Zone III** : Sismicité élevée.

- Le zonage sismique établit une hiérarchie entre les diverses zones géographiques et quantifie le niveau sismique à prendre en compte dans chacune de ces zones.

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone A sont révisées comme suit :

Tableau 1. Coefficient d'accélération de zone A

	Z o n e			
Groupe	I	II_a	II_b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Le système de structure en portiques en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide : a été révisé comme suit :

1.a Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou (17 m) en zone I, quatre(04) niveaux ou (14 m) en zone IIa, et trois (03) niveaux ou (11 m) en zone IIb et III .

1.b Le système de structure en Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :

A été révisé comme suit :

« Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser (05) niveaux ou (17 m), (04) niveaux ou (14 m) en zone IIa, trois niveaux ou (11 m) en zone IIb et deux niveaux ou (8 m) en zone III»

Pour les éléments principaux, le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dès de calage sont interdits.

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Chapitre II

PRESENTATION DE PROJET

CHAPITRE II

II) PRESENTATION DE PROJET

II-1) PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet de 382 logements du programme de l'Agence Algérienne de Développement du Logement (AADL). Il est composé d'un sous sol et d'un rez-de-chaussée d'usage différent une partie d'usage commerciale et l'autre à usage d'habitation et de 13 niveaux en logements ; Il est implanté dans la commune de Aïn benian (wilaya d'ALGER (zone III)), la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

La structure de l'ouvrage à étudier est mixte en béton armé (portiques-voiles) avec interaction.

II-2) CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE :

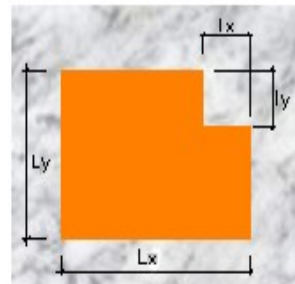
Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 21,35m.
- La longueur en plan 28,60m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère et sans salle de machine) 45m.
- Hauteur du RDC 3m.
- Hauteur d'étage courant 3m.

II-2-1) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{6,40}{28,6} = 0,223 \leq 0,25 \text{ Vérifiée}$$

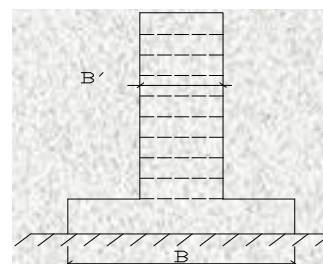
$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{15,99}{21,35} = 0,74 \geq 0,25 \text{ Non vérifiée}$$



II-2-2) Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{21,35}{21,35} = 1 \geq 0,67 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{28,60}{28,60} = 1 \geq 0,67 \text{ Vérifiée}$$



La structure de bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

II-2-3) Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5 \text{ bar}$.

II-3) HYPOTHESE DE CALCUL :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10721,398 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

II-4) CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

II-4-1) Introduction :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

II-4-2) Le béton :

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée mais sa résistance à la traction est faible.

Le dosage de différents constituants du béton dépend de type de matériau recherché, déterminée par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ① 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- ② 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- ③ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- ④ 175 litres d'eau de gâchage.

II-4-2-1) Les matériaux composant le béton:

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, des granulats (sable et gravier) et d'eau.

a) **Ciment:**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b) Granulats:

Les granulats comprennent le sable et le gravier

● Sable :

Le sable est constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

● gravier :

Il est constitué par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage des roches dures (matériaux concassés).

II-4-2-2) Dosage du béton:

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par 1m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties d'une bonne résistance et à présenter une protection efficace de l'armature.

II-4-2-3) Résistances mécaniques du béton:

a) Résistance à la compression :

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours: f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , comme suit:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

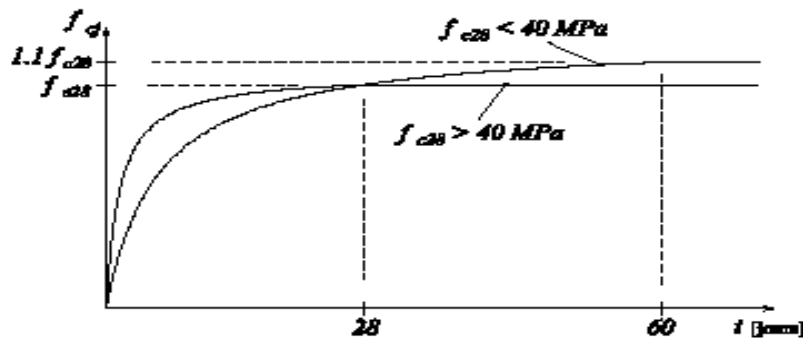


Figure II.1 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

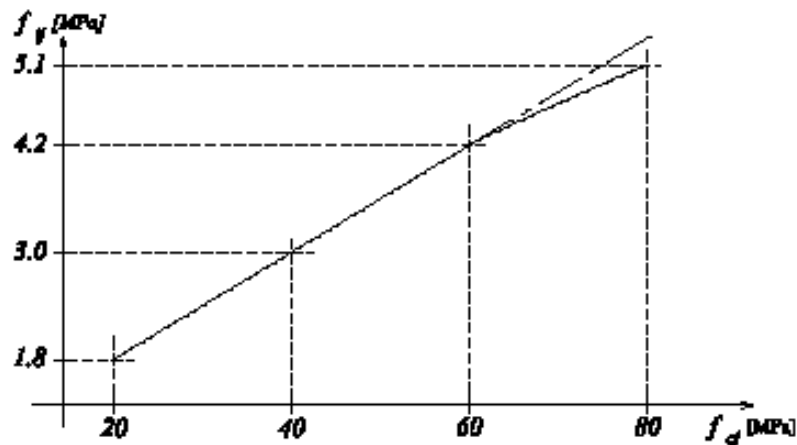


Figure II-2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c) Module de déformation longitudinale :

Nous distinguons les deux valeurs des modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois

les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ✓ Module instantané : pour les charges appliques avant 24h

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

- ✓ Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en MPa}$$

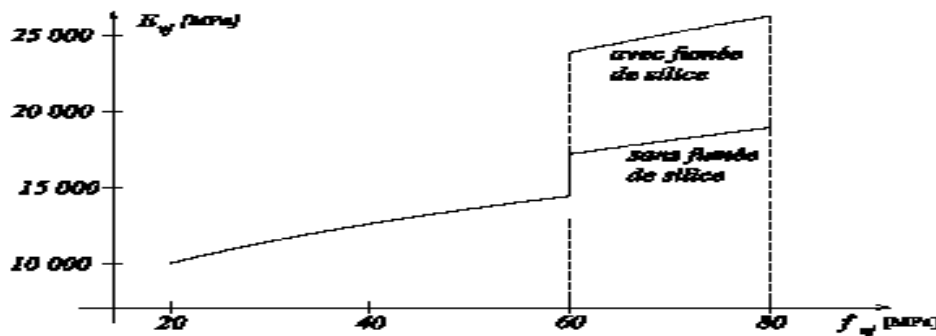


Figure II-3: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d) Coefficients de poisson :

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

En béton armé ce coefficient intervient dans le calcul des éléments soumis à des flexions simultanées dans deux direction orthogonales (dalles, parois de réservoirs, etc.....).

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

e) Contraintes limites :

- ✓ Etat limite ultime :

Contrainte ultime de béton :

Pour le calcul à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme (contraintes déformations) donné sur la Figure II-4.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \cdot 10^{-3}$
- $\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \cdot 10^{-3} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \times 10^{-3} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$

- la valeur de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par la formule suivante:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

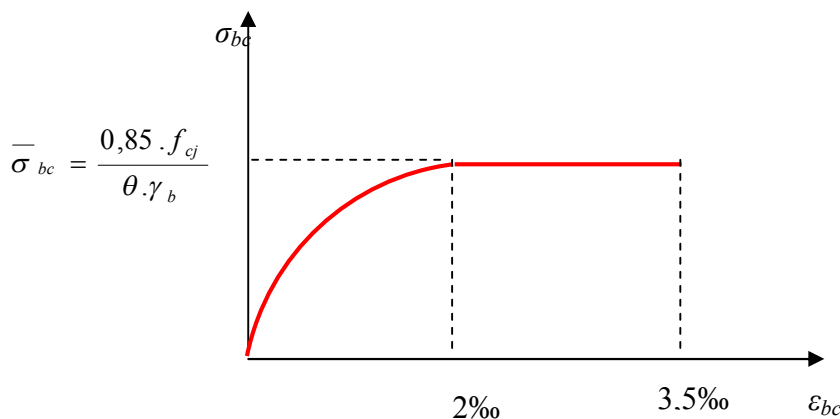
- γ_b est le coefficient de sécurité partiel et vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales (transitoires) et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ dans les autres cas.



FigureII-4: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$:

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min (0,20 f_{c28}/\gamma_b , 5 \text{ MPA}) & \text{cas normal (fissuration peu nuisible)} \\ \bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28}/\gamma_b , 4 \text{ MPA}) & \text{cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciables.} \end{cases}$$

✓ Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

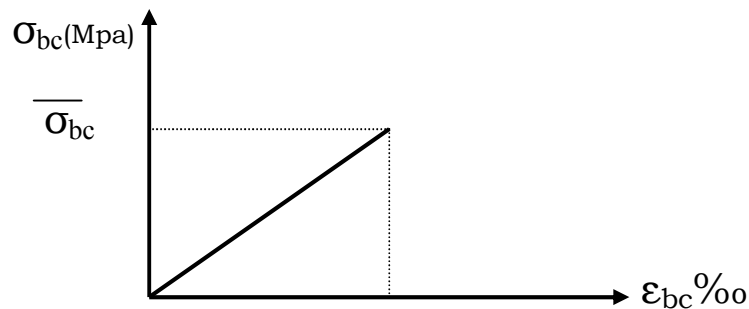


Figure II-5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

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

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

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.

II-4-3) L'acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançement faible. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre d'une dizaine de %).

II-4-3-1) Caractéristiques mécaniques:

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau 2. Les nuances et les limites d'élasticité correspondantes

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F_eE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils soudés -lisses -HA	TSL	500	emploi courant
	TSHA		

II-4-3-2) Contrainte limites (ELU ; ELS):a) **Etat limite ultime (ELU) :**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfaite, comme décrit sur la figure II-6 contrainte-déformation.

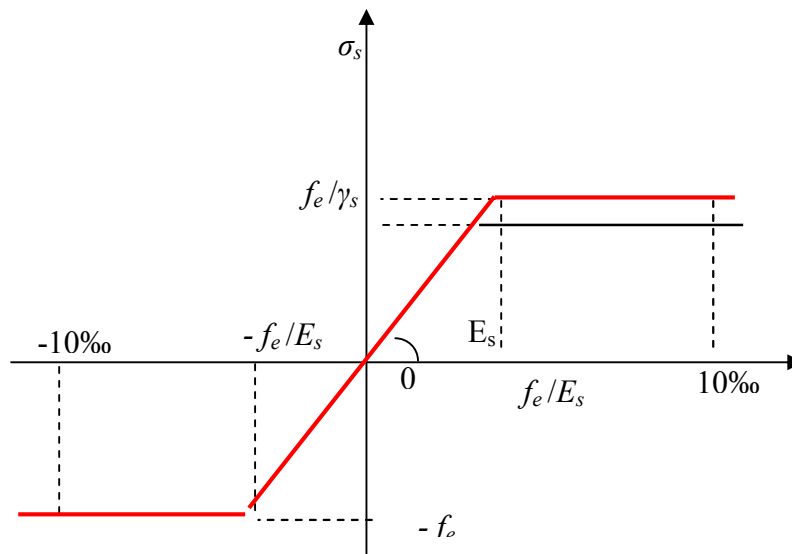


Figure II-6 : Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s : coefficient de sécurité = 1 cas situation accidentelles
 = 1,15 cas général

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{cas général})$$

b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation des contraintes.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \max(0,5f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj})$ barres HA
 $\sigma_{st} = 2/3 f_e$ ronds lisses
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \max(0,4f_e, 88 \sqrt{\eta} f_{tj})$ barres HA
 $\sigma_{st} = 0,8(2/3) f_e$ ronds lisses

η : coefficient de fissuration =1 pour les Ronds Lisses (RL)
 =1,6 pour les Hautes Adhérences (HA)

II-5) CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

II-5-1) Contreventement :

Le contreventement est assuré par des portiques auto-stables en béton armé avec des voiles qui offrent un contreventement mixte.

II-5-2) Plancher :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries Plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

II-5-3) Maconnerie :

Les façades (murs extérieurs) sont constituées par deux parois en briques Creuses dont l'épaisseur (10+10) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.

- ✦ Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- ✦ Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

II-5-4) Escalier :

Le bloc comprend deux cages d'escaliers de type droits (1 palier et 1 volée pour chaque étage), Ils sont coulés sur place.

II-5-5) Revêtement :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

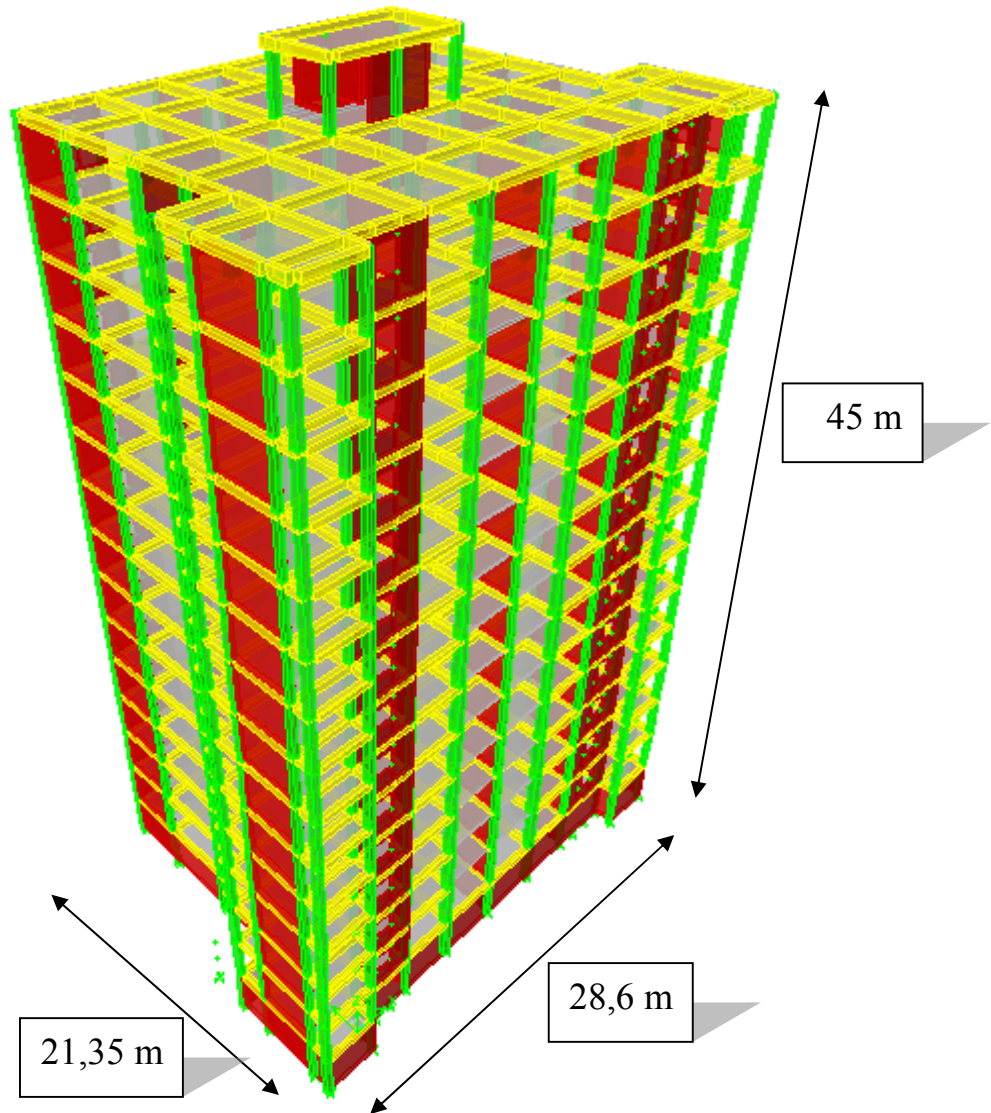


Figure II-7 : Vue de Bâtiment 3D

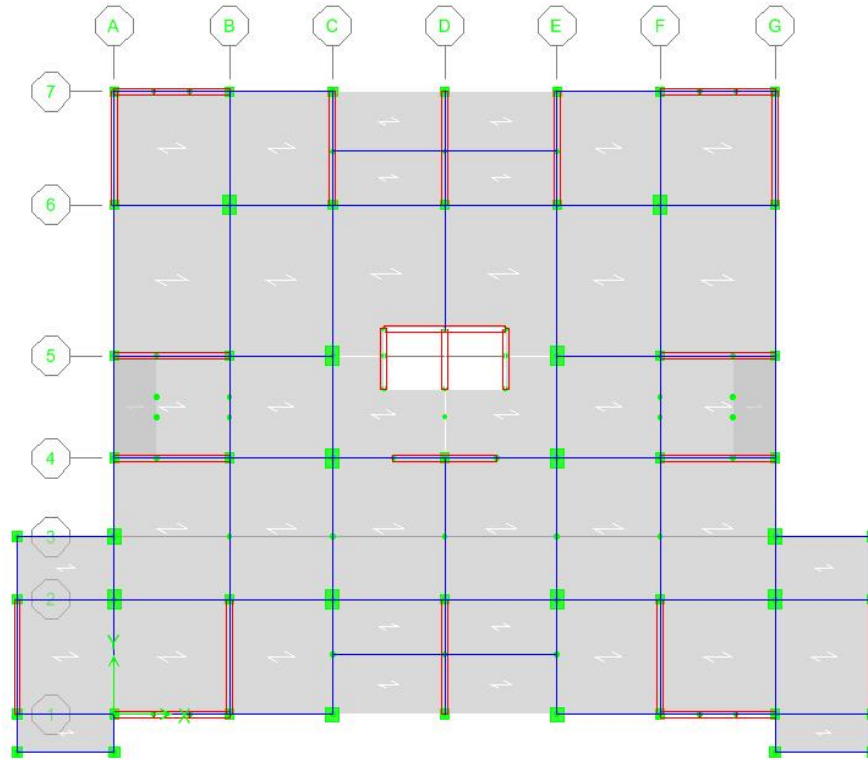


Figure II-8 : Plan Etage courant

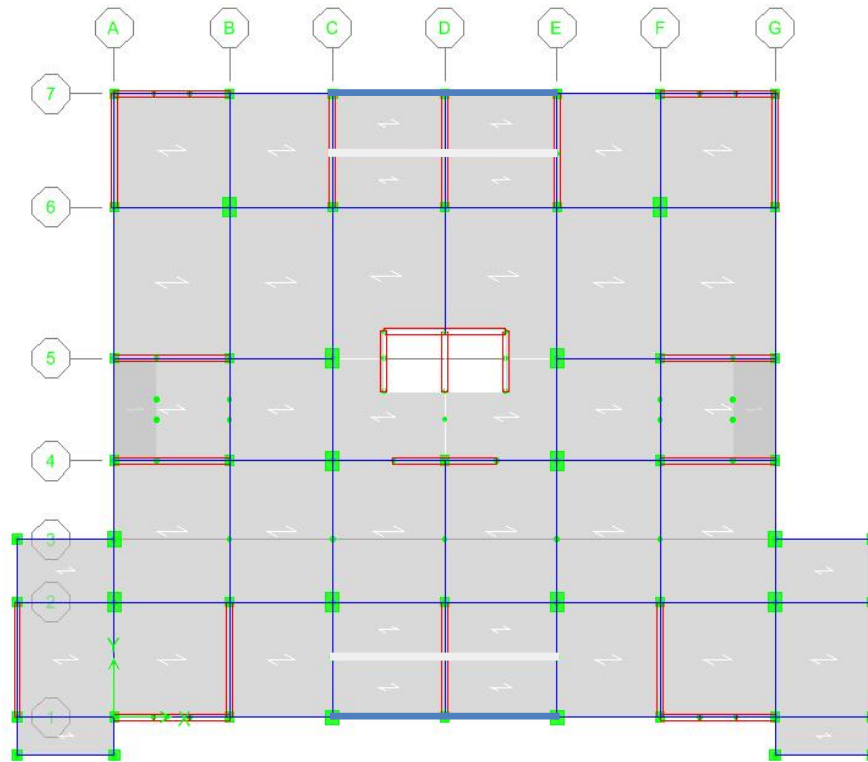


Figure II-9 : Plan RDC

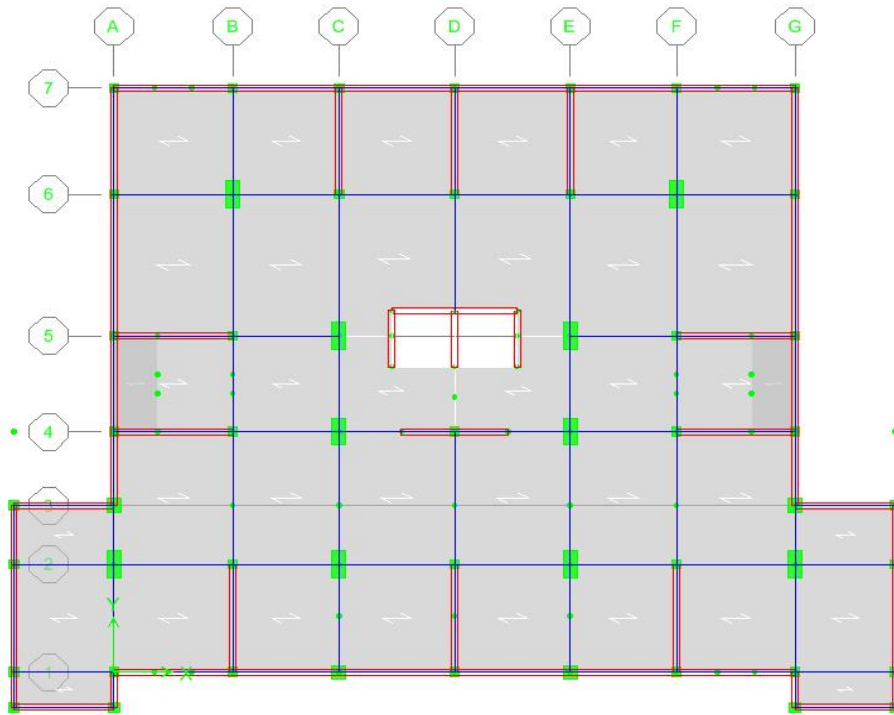


Figure II-10 : Plan Sous-sol

Chapitre III

prédimensionnement et Descente des charges

CHAPITRE III

III) DESCENTE DES CHARGES ET PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III-1) INTRODUCTION :

III-1-1) Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes qui représentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

III-1-1-1) Charges permanentes : Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments de l'ouvrage, déduites des plans et du poids volumique des matériaux le constituant.

III-1-1-2) Charges d'exploitation : Les charges d'exploitation sont généralement définies dans les pièces du marché en fonction de l'utilisation future des locaux.

III-1-2) Remarque :

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R.2.2** des charges permanentes et charges d'exploitation.

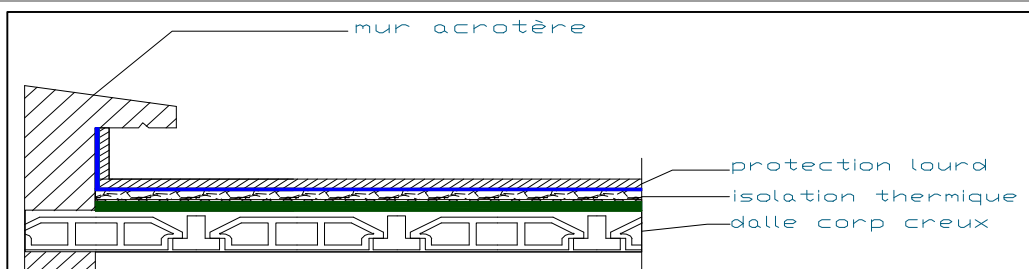
III-2) DESCENTE DES CHARGES :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

III-2-1) Plancher terrasse inaccessible :

Plancher terrasse	poids volumique (kg/m ³)	épaisseur (m)	poids (kg/m ²)
Protection en gravillons	1700	0,05	85
Etanchéité multicouches	1000	0,01	10
Béton forme de pente	2200	0,12	264
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
dalle en corps creux	1360	0,16	217,6
Enduit en plâtre	1400	0,02	28
		G	620,6
		Q	100

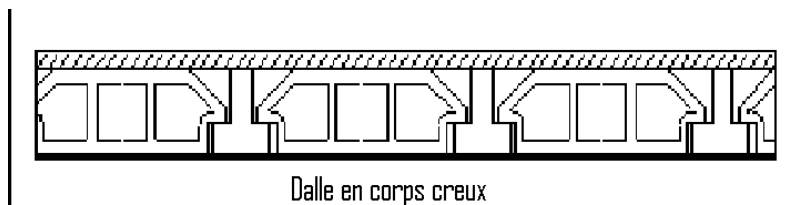


III-2-2) Plancher étage courant :

Plancher étage courant	pois volumique (kg/m ³)	épaisseur (m)	pois (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
dalle en corps creux	1360	0,20	272
Enduit plâtre	1000	0,02	20
Cloisons légères	900	0,10	90
		G	502
		Q	150

III-2-3) Plancher RDC :

Plancher RDC	
G	502 kg/m²
Q	500 kg/m²

III-2-4) Plancher Salle des machines :

Plancher salle des machines	pois volumique (kg/m ³)	épaisseur (m)	pois (kg/m ²)
Protection en gravillons roulés	1700	0,05	85
Etanchéité multicouches	1000	0,01	10
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Béton forme de pente	2200	0,15	330
Enduit plâtre	1000	0,02	20
		G	461
		Q	600

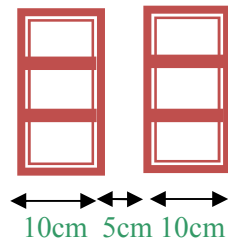
III-2-5) Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par $L / 15 < e < (L / 20) + 7$ on a : $L = 1,29\text{m} \Rightarrow 8,6 \text{ cm} < e < 13,45 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

Plancher étage courant	poids volumique (kg/m ³)	épaisseur (m)	poids (kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
dalle pleine en béton armé	2500	0,15	375
Enduit plâtre	1000	0,02	20
Cloisons légères	900	0,10	90
		G	605
		Q	350

III-2-6) Cloisons extérieures :

Murs extérieurs en maçonnerie avec 30 % d'ouvertures		
Enduit extérieur (kg/m ²)	0,02x 2000	40
Briques creuses (kg/m ²)	2x 0,10 x 900	180
Enduit intérieur (kg/m ²)	0,015x1800	27
Σ		247 kg/m²
30 % d'ouvertures		172,9 kg/m²



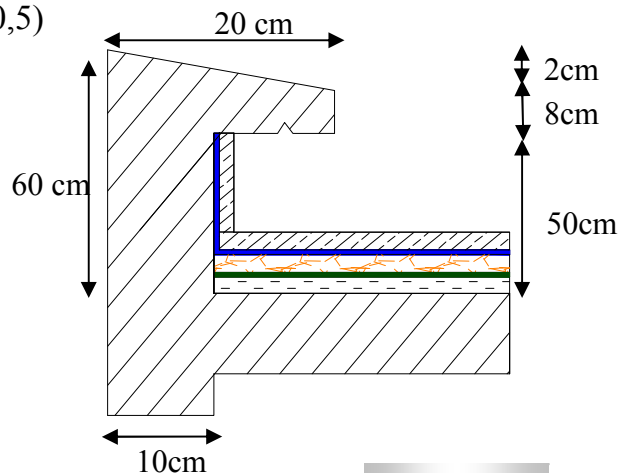
III-2-7) Acrotère :

$$S = (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5)$$

$$S = 0,068 \text{ m}^2$$

$$G = 0,068 \times 2500 = 170 \text{ kg/ml.}$$

$$G = 170 \text{ kg/ml; } Q = 100 \text{ kg/ml.}$$



III-2-8) Charges et surcharges des escalier :

✓ Etage courant :

Paliers		
Carrelage (e=2cm)	0,02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0,02 x 2000	40kg/m ²
Lit de sable	0,02 x 1800	36 kg/m ²
Dalle en béton armé(e=15cm)	0,15 x 2500	375 kg/m ²
Enduit plâtre (e=2cm)	0,02 x 1000	20 kg/m ²
G	515 kg/m²	
Q	250 kg/m²	
Volée (paillasse)		
Carrelage (e=2cm)	0,02x 2200	44 kg/m ²
Mortier de pose (e=2cm)	0,02 x 2000	40kg/m ²
Poids des marches	0,1666x2200/2	183,26 kg / m ²
Paillasse	0,15 x 2500 / cos α	442,19 kg / m ²
Enduit plâtre (e=2cm)	0,02 x 1000	20 kg/m ²
Garde-corps		15 kg / m ²
G	744,45 kg / m²	
Q	250 kg/m²	

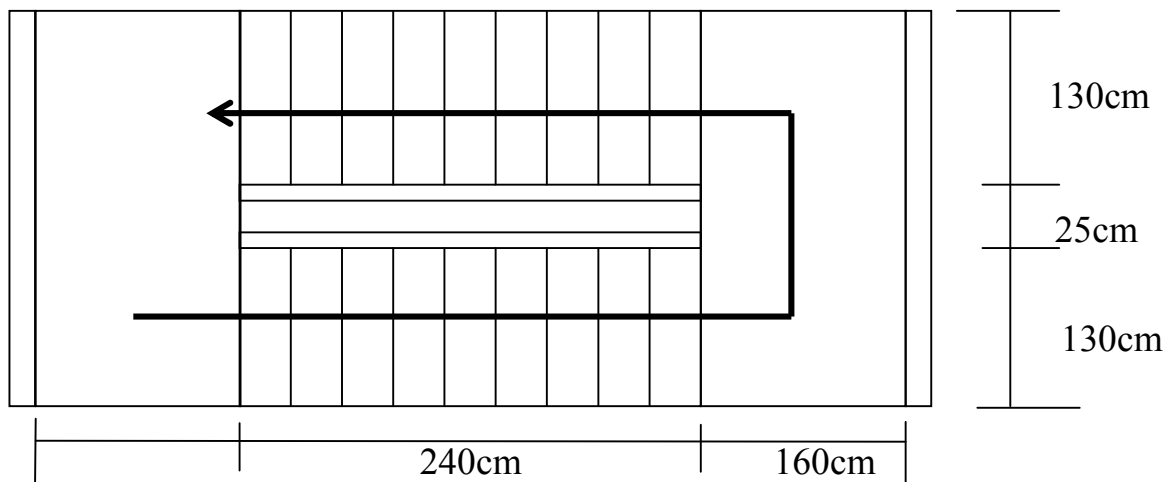


Figure III-1 : Vue en plan de l'escalier

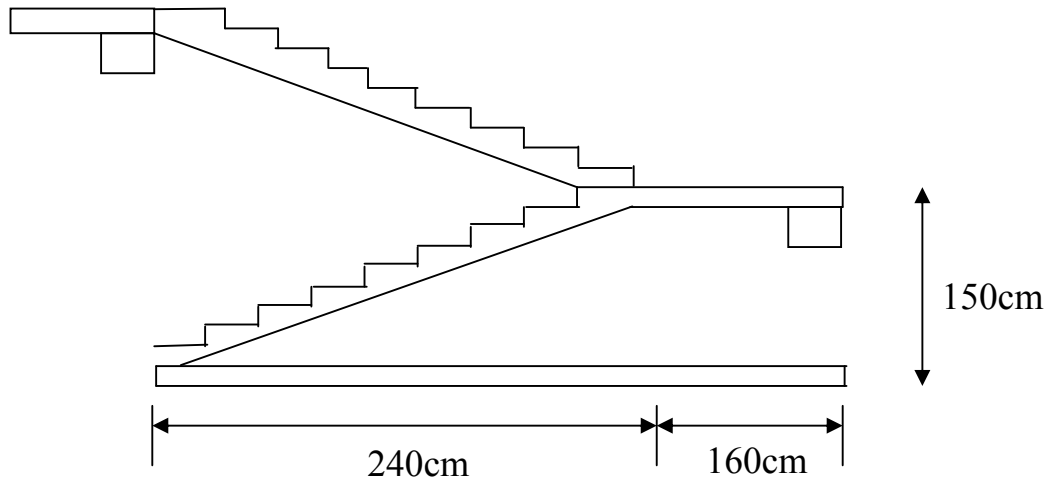


Figure III-2 : Coupe au niveau de l'escalier

III-3) PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante des forces sismiques.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances.

L'épaisseur du plancher sera déduite de :

III-3-1) Résistance Au feu :

- | | | |
|-------------|-------------------------------------|---|
| e = 7cm | Pour une heure de coupe de feu. | } e = 16 cm |
| e = 11cm | Pour deux heures de coupe de feu. | |
| e = 17,5 cm | Pour quatre heures de coupe de feu. | |

III-3-2) Condition de la flèche :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée entre appuis

On a: L = 390 cm

$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20} \Rightarrow 15,6 \leq h_t \leq 19,5 \Rightarrow \boxed{e = 18\text{cm}}$$

III-3-3) Résistance a la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 < e < L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 2 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 3,9\text{m} = 390\text{cm}.$$

$$L_x / 35 < e < L_x / 30 \Rightarrow 11,14\text{ cm} \leq e \leq 13\text{cm}$$

On prend : $\boxed{e = 12\text{ cm}}$

III-3-4) Isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :

$$\boxed{e = 16\text{ cm}}$$

III-3-5) Formule empirique :

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par:

l : Plus grande porté dans le sens considéré.

$$e \geq \frac{3,90}{22,5} = 0,173\text{ m} = 17,33\text{ cm}$$

$$e \geq \frac{l}{22,5}$$

$$\boxed{e = 20\text{ cm}}$$

CONCLUSION

$$e = \max \{16, 18, 12, 16, 20\}(\text{cm})$$

$$\text{Tel que : } \mathbf{h_T = (16 + 4)} \quad \begin{cases} d = 16\text{ cm (hauteur du corps creux)} \\ e = 04\text{ cm (hauteur de la dalle de compression)} \end{cases}$$

III-3-6) Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons; on adopte une épaisseur :

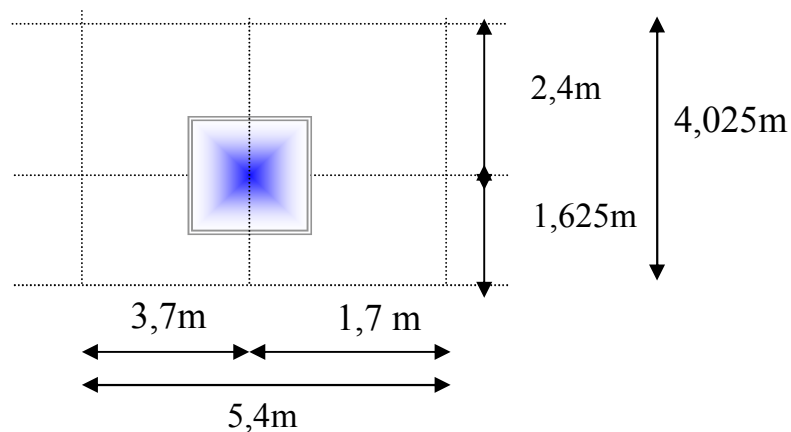
$$\boxed{e = 15\text{cm}}$$

III-4) PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :III-4-1) Poteau central :

Poteau	Surface (m ²)	Poteau	Surface (m ²)
B₃,B₇	15,12	D₄,D₆	13,76
B₄,B₆	14,91	D₅	14,34
B₅	15,54	E₂,E₈	10,15
C₃,C₇	11,40	E₃,E₇	14,67
C₄,C₆	17,95	E₄,E₆	14,47
D₃,D₇	10,86	E₅	15,08

Charges et surcharges revenant au poteau :

S= la surface offerte au poteau le plus sollicité.

Donc : **S= 17,95m²**III-4-1-1) Plancher terrasse :

Plancher terrasse		
Plancher	0,6206 x 17,95	11,14 t
Poutres longitudinales	1,4175 t	
Poutres transversales	1,2572 t	
Surcharges	0,100x17,95	1,795 t
G	13,815 t	
Q	1,795 t	

III-4-1-2) Plancher Salle des machines :

Plancher salle des machines		
Plancher	0,461 x 10,45	4,82 t
Poutres longitudinales	0,971 t	
Poutres transversales	1,502 t	
Surcharges	0,600x10,45	6,27 t
G	7,293 t	
Q	6,27 t	

III-4-1-3) Plancher étage courant :

Plancher Etage courant		
Plancher	0,502 x 17,95	9,0109 t
Poutres longitudinales	1,4175 t	
Poutres transversales	1,2572 t	
Surcharges	0,150 x 17,95	2,6925 t
G	11,685 t	
Q	2,6925 t	

III-4-1-4) Plancher RDC :

Plancher RDC		
Plancher	0,502 x 17,95	9,0109 t
Poutres longitudinales	1,4175 t	
Poutres transversales	1,2572 t	
Surcharges	0,500 x 17,95	8,975 t
G	11,685 t	
Q	8,975 t	

Tableau 3. Pré dimensionnement des poteaux centraux

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	Nu/ β (β=1,1)	N' _u (MN)	B _r (m ²)	a(m)	b(m)	a'= 1,2*a	b'=1,2*b	B (cm ²)	v
S.D.M	7,293	7,293	6,27	6,27	19,25055	17,5005	0,175005	0,0115503	0,3	0,061251	0,36	0,0735014	45x30	0,051853
13	13,815	21,108	1,795	8,065	40,5933	36,903	0,36903	0,024356	0,3	0,106985	0,36	0,1283827	45x30	0,109342
12	11,685	32,793	2,6925	10,7575	60,4068	54,9152727	0,54915273	0,0362441	0,3	0,149443	0,36	0,1793317	45x30	0,162712
11	11,685	44,478	2,42325	13,18075	79,816425	72,5603864	0,72560386	0,0478899	0,3	0,191035	0,36	0,2292422	45x30	0,214994
10	11,685	56,163	2,154	15,33475	98,822175	89,8383409	0,89838341	0,0592933	0,3	0,231761	0,36	0,2781141	45x45	0,177458
9	11,685	67,848	1,88475	17,2195	117,42405	106,749136	1,06749136	0,0704544	0,3	0,271623	0,36	0,3259475	45x45	0,210862
8	11,685	79,533	1,6155	18,835	135,62205	123,292773	1,23292773	0,0813732	0,3	0,310618	0,36	0,3727424	45x45	0,243541
7	11,685	91,218	1,34625	20,18125	153,41618	139,46925	1,3946925	0,0920497	0,3	0,348748	0,36	0,4184987	45x60	0,206621
6	11,685	102,9	1,34625	21,5275	171,2103	155,645727	1,55645727	0,1027262	0,3	0,386879	0,36	0,4642550	45x60	0,230586
5	11,685	114,59	1,34625	22,87375	189,00443	171,822205	1,71822205	0,1134027	0,3	0,425009	0,36	0,5100113	45x60	0,254551
4	11,685	126,27	1,34625	24,22	206,79855	187,998682	1,87998682	0,1240791	0,3	0,463139	0,36	0,5557677	45x75	0,222813
3	11,685	137,96	1,34625	25,56625	224,59268	204,175159	2,04175159	0,1347556	0,3	0,50127	0,36	0,6015240	45x75	0,241985
2	11,685	149,64	1,34625	26,9125	242,3868	220,351636	2,20351636	0,1454321	0,3	0,53940	0,36	0,6472803	45x75	0,261157
1	11,685	161,33	1,34625	28,25875	260,18093	236,528114	2,36528114	0,1561086	0,3	0,577530	0,36	0,6930366	45x90	0,233608
RDC	11,685	173,01	1,34625	29,605	277,97505	252,704591	2,52704591	0,166785	0,3	0,615661	0,36	0,7387929	45x90	0,249585
S/SOL	11,685	184,7	8,975	38,58	307,2123	279,283909	2,79283909	0,1843274	0,3	0,678312	0,36	0,8139745	45x90	0,275836

III-4-2) Poteau de rive :

Poteau	Surface (m ²)	Poteau	Surface (m ²)
A₃,A₇	6,48	E₁,E₉	4,64
A₄,A₆	6,39	F₁,F₉	5,47
A₅	6,66	F₂,F₈	7,35
B₂,B₈	7,98	F₃,F₇	6,57
C₂,C₈	4,56	F₄,F₆	6,48
D₂,D₈	4,27	F₅	6,75
H₂,H₈	6,00		

Charges et surcharges revenant au poteau :

S= la surface offerte au poteau le plus sollicité.

S=7,98 m²

Donc : **S=7,98 m²**III-4-2-1) Plancher terrasse :

Plancher terrasse		
Plancher	0,6206x 7,98	4,9523 t
Acrotère	0,17x4,2	0,714 t
Poutres longitudinales	0,91875 t	
Poutres transversales	1,05300 t	
Surcharges	0,100x7,98	0,798 t
G	7,638 t	
Q	0,798 t	

III-4-2-2) Plancher étage courant :

Plancher Etage courant		
Plancher	0,502 x 7,98	4,006 t
Cloisons extérieurs	0,1729x7,98	1,380 t
Poutres longitudinales	0,91875 t	
Poutres transversales	1,05300 t	
Surcharges	0,150 x 7,98	1,197 t
G	7,357 t	
Q	1,197 t	

III-4-2-3) Plancher RDC :

Plancher RDC		
Plancher	0,502 x 7,98	4,006 t
Cloisons extérieurs	0,1729x7,98	1,380 t
Poutres longitudinales	0,91875 t	
Poutres transversales	1,05300 t	
Surcharges	0,500 x 7,98	3,990 t
G	7,357 t	
Q	3,990 t	

Tableau 4. Pré dimensionnement des poteaux de rive

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _O (t)	N _u (t)	Nu/β (β=1,1)	N' _u (MN)	B _r (m ²)	vBr	a (m)	a'=1,2*a	a'(cm)	B (cm ²)	v
13	7,638	7,638	0,798	0,798	11,5083	10,46209091	0,104620909	0,00690498	0,083096209	0,1030962	0,12371545	12,37155	45x45	0,0206659
12	7,357	14,995	1,197	1,995	23,23575	21,12340909	0,211234091	0,01394145	0,118073918	0,1380739	0,1656887	16,56887	45x45	0,0417253
11	7,357	22,352	1,0773	3,0723	34,78365	31,6215	0,316215	0,02087019	0,144465186	0,1644652	0,19735822	19,73582	45x45	0,0624622
10	7,357	29,709	0,9576	4,0299	46,152	41,95636364	0,419563636	0,0276912	0,166406731	0,1864067	0,22368808	22,36881	45x45	0,0828768
9	7,357	37,066	0,8379	4,8678	57,3408	52,128	0,52128	0,03440448	0,185484447	0,2054844	0,24658134	24,65813	45x45	0,1029689
8	7,357	44,423	0,7182	5,586	68,35005	62,13640909	0,621364091	0,04101003	0,202509333	0,2225093	0,2670112	26,70112	45x45	0,1227386
7	7,357	51,78	0,5985	6,1845	79,17975	71,98159091	0,719815909	0,04750785	0,217962956	0,237963	0,28555555	28,55555	45x45	0,1421859
6	7,357	59,137	0,5985	6,783	90,00945	81,82677273	0,818267727	0,05400567	0,2323912	0,2523912	0,30286944	30,28694	45x45	0,1616331
5	7,357	66,494	0,5985	7,3815	100,8392	91,67195455	0,916719545	0,06050349	0,245974572	0,2659746	0,31916949	31,91695	45x45	0,1810804
4	7,357	73,851	0,5985	7,98	111,6689	101,5171364	1,015171364	0,06700131	0,258846113	0,2788461	0,33461534	33,46153	45x45	0,2005277
3	7,357	81,208	0,5985	8,5785	122,4986	111,3623182	1,113623182	0,07349913	0,27110723	0,2911072	0,34932868	34,93287	45x45	0,2199749
2	7,357	88,565	0,5985	9,177	133,3283	121,2075	1,212075	0,07999695	0,282837321	0,3028373	0,36340478	36,34048	45x45	0,2394222
1	7,357	95,922	0,5985	9,7755	144,158	131,0526818	1,310526818	0,08649477	0,294099932	0,3140999	0,37691992	37,69199	45x45	0,2588695
RDC	7,357	103,28	0,5985	10,374	154,9877	140,8978636	1,408978636	0,09299259	0,304946864	0,3249469	0,38993624	38,99362	45x45	0,2783168
S/SOL	7,357	110,64	3,99	14,364	170,9046	148,6126957	1,486126957	0,09808438	0,313184257	0,3331843	0,39982111	39,98211	45x45	0,2935559

III-4-3) Poteau d'angle :

Poteau	Surface (m ²)
A ₂ ,A ₈	3,42
H ₁ ,H ₉	1,72
G ₁ ,G ₂ ,G ₈ ,G ₉	0,96

Charges et surcharges revenant au poteau :

S= la surface offerte au poteau le plus sollicité.

Donc : **S=3,42 m²**III-4-3-1) Plancher terrasse :

Plancher terrasse		
Plancher	0,6026 x 3,42	2,0588 t
Acrotère	0,170 x 3,7	0,629 t
Poutres longitudinales	0,498750 t	
Poutres transversales	0,556875 t	
Surcharges	0,100x3,42	0,342 t
G	3,743 t	
Q	0,342 t	

III-4-3-2) Plancher étage courant :

Plancher étage courant		
Plancher	0,502 x 3,42	1,7168 t
Cloisons extérieures	0,1729 x 3,42	0,591 t
Poutres longitudinales	0,498750 t	
Poutres transversales	0,556875 t	
Surcharges	0,150 x 3,42	0,513 t
G	3,363 t	
Q	0,513 t	

III-4-3-3) Plancher RDC :

Plancher RDC		
Plancher	0,502 x 3,42	1,7168 t
Cloisons extérieures	0,1729 x 3,42	0,591 t
Poutres longitudinales	0,498750 t	
Poutres transversales	0,556875 t	
Surcharges	0,500 x 3,42	1,710 t
G	3,363 t	
Q	1,710 t	

Tableau 5. Pré dimensionnement des poteaux d'angle

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N ₀ (t)	N _u (t)	Nu/ β (β=1,1)	N' _u (MN)	B _r (m ²)	vBr	a (m)	a'=1,2*a	a'(cm)	B (cm ²)	v
13	3.743	3.743	0.342	0.342	5.56605	5.060045	0.05060045	0.00333963	0.05778953	0.07778953	0.0933474	9.3347438	35x35	0.016523
12	3.363	7.106	0.513	0.855	10.8756	9.886909	0.09886909	0.00652536	0.0807797	0.1007797	0.1209356	12.093564	35x35	0.032284
11	3.363	10.469	0.4617	1.3167	16.1082	14.64382	0.14643818	0.00966492	0.09831032	0.11831032	0.1419724	14.197239	35x35	0.047817
10	3.363	13.832	0.4104	1.7271	21.2639	19.33077	0.19330773	0.01275831	0.11295269	0.13295269	0.1595432	15.954323	35x35	0.063121
9	3.363	17.195	0.3591	2.0862	26.3426	23.94777	0.23947773	0.01580553	0.12572005	0.14572005	0.1748641	17.486406	35x35	0.078197
8	3.363	20.558	0.3078	2.394	31.3443	28.49482	0.28494818	0.01880658	0.13713708	0.15713708	0.1885645	18.85645	35x35	0.093044
7	3.363	23.921	0.2565	2.6505	36.2691	32.97191	0.32971909	0.02176146	0.14751766	0.16751766	0.2010212	20.102119	35x35	0.107663
6	3.363	27.284	0.2565	2.907	41.1939	37.449	0.37449	0.02471634	0.15721431	0.17721431	0.2126572	21.265717	35x35	0.122282
5	3.363	30.647	0.2565	3.1635	46.1187	41.92609	0.41926091	0.02767122	0.16634669	0.18634669	0.223616	22.361602	35x35	0.136902
4	3.363	34.01	0.2565	3.42	51.0435	46.40318	0.46403182	0.0306261	0.17500314	0.19500314	0.2340038	23.400377	35x35	0.151521
3	3.363	37.373	0.2565	3.6765	55.9683	50.88027	0.50880273	0.03358098	0.18325114	0.20325114	0.2439014	24.390137	35x35	0.16614
2	3.363	40.736	0.2565	3.933	60.8931	55.35736	0.55357364	0.03653586	0.19114356	0.21114356	0.2533723	25.337227	35x35	0.180759
1	3.363	44.099	0.2565	4.1895	65.8179	59.83445	0.59834455	0.03949074	0.19872277	0.21872277	0.2624673	26.246733	35x35	0.195378
RDC	3.363	47.462	0.2565	4.446	70.7427	64.31154	0.64311545	0.04244562	0.20602335	0.22602335	0.271228	27.122802	35x35	0.209997
S/SOL	3.363	50.825	1.71	6.156	77.8478	70.77068	0.70770682	0.04670865	0.21612184	0.23612184	0.2833462	28.334621	35x35	0.231088

III-4-4) Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

III-4-4-1) Vérification des dimensions :

D'après le RPA99/version 2003, les poteaux doivent respecter les dimensions suivantes :

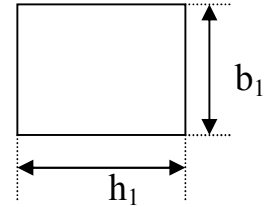
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ (zone III)
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Dans notre cas :

Nous avons pour les poteaux carrés ($b_1/h_1=1$)

Nous avons pour les poteaux rectangulaires la limite ($b_1/h_1=2$)

$\text{Min}(30,30) \geq 30$ Les deux conditions sont **vérifiées**.



III-4-4-2) Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99 (version 2003) outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Aire brute de cette dernière

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

Et dans notre cas ; cette condition est **vérifiée**

Puisque les poteaux de notre structure rentrent dans la catégorie définie dans l'article B.8.2.1 de C.B.A.93 donc :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles C.B.A.93 préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton).

D'après l'article B.8.4.1 de C.B.A.93 : l'effort normal ultime N_{ult} d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante:

$$N_{ult} \leq \alpha ((B_r \times f_{c28} / 0,9 \times \gamma_b) + A \times f_e / \gamma_s)$$

Tel que:

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton.

$$N_{UL} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_G = G_{\text{tot}} \times S_{\text{off}}$$

$$N_Q = Q \times S_{\text{off}}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$\gamma_b: 1,5$$

$$\gamma_s: 1,15$$

α : coefficient fonction de l'élançement mécanique λ

$$\alpha = 0,85/[1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2] \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

β : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 (\lambda^2 / 1500) \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

$$B_r \geq \beta N_U / \left[f_{bc} / 0,9 + 0,85 f_e (A / B_r) / \gamma_s \right]$$

Avec :

$$\diamond \text{ Zone III } \quad A_{\text{min}} = 0,9 \% B_r$$

$$\Rightarrow A / B_r = 0,009$$

$$f_{bc} = 0,85 (f_{c28} / \gamma_b)$$

Avec :

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

$$f_e = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\lambda = 35 \Leftrightarrow \beta = 1,2$$

Donc:

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq 0,066 N_u$$

III-5) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

D'après le RPA99/version 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

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

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

Tel que b et h sont les dimensions de la poutre.

Tel que b_1 et h_1 sont les dimensions de poteau.

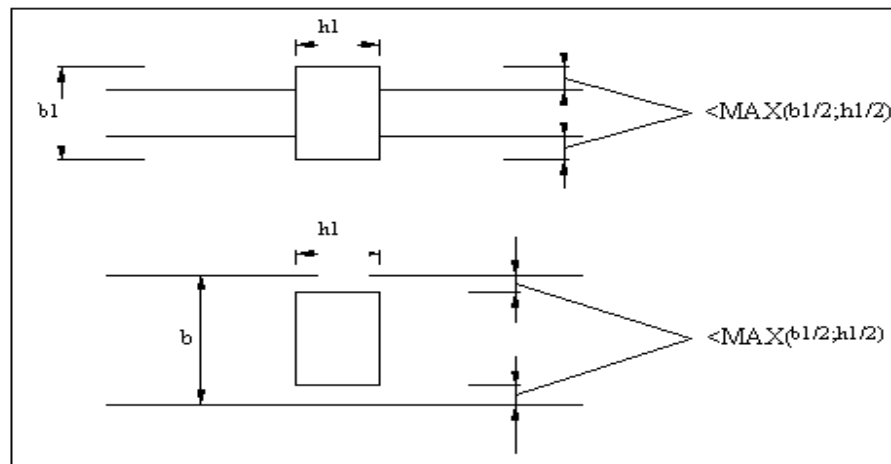


Figure III.3 : Dimension à respecter pour les poutres (vérifiées)

On a la condition de CBA suivante à respecter

$$L/15 < h < L/10$$

$$0,3h < b < 0,7h$$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

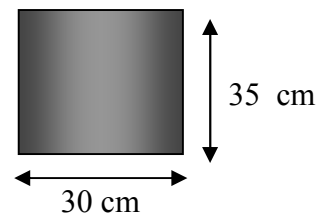
➤ **sens longitudinal :**

On a $L = 3,9$ m

$$26 < h < 39 \Rightarrow \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$10,5 < b < 24,5 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1,167 < 4 \quad \text{donc : condition vérifiée}$$



Poutre longitudinale

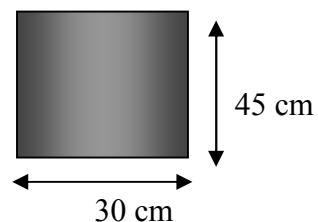
➤ **sens transversale :**

On a $L = 4,9$ m

$$32,66 < h < 49 \Rightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$13,5 < b < 31,5 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1,50 < 4 \quad \text{donc : condition vérifiée}$$



Poutre transversale

III-6) PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

On considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

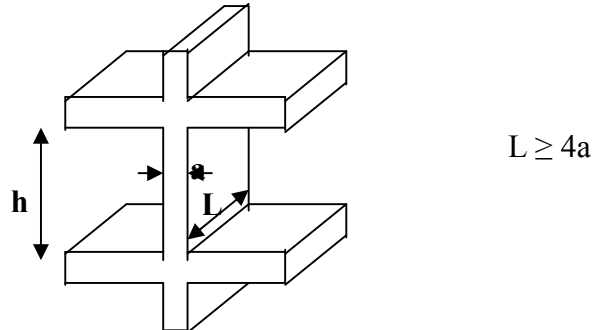


Figure III.4 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure III.5 :

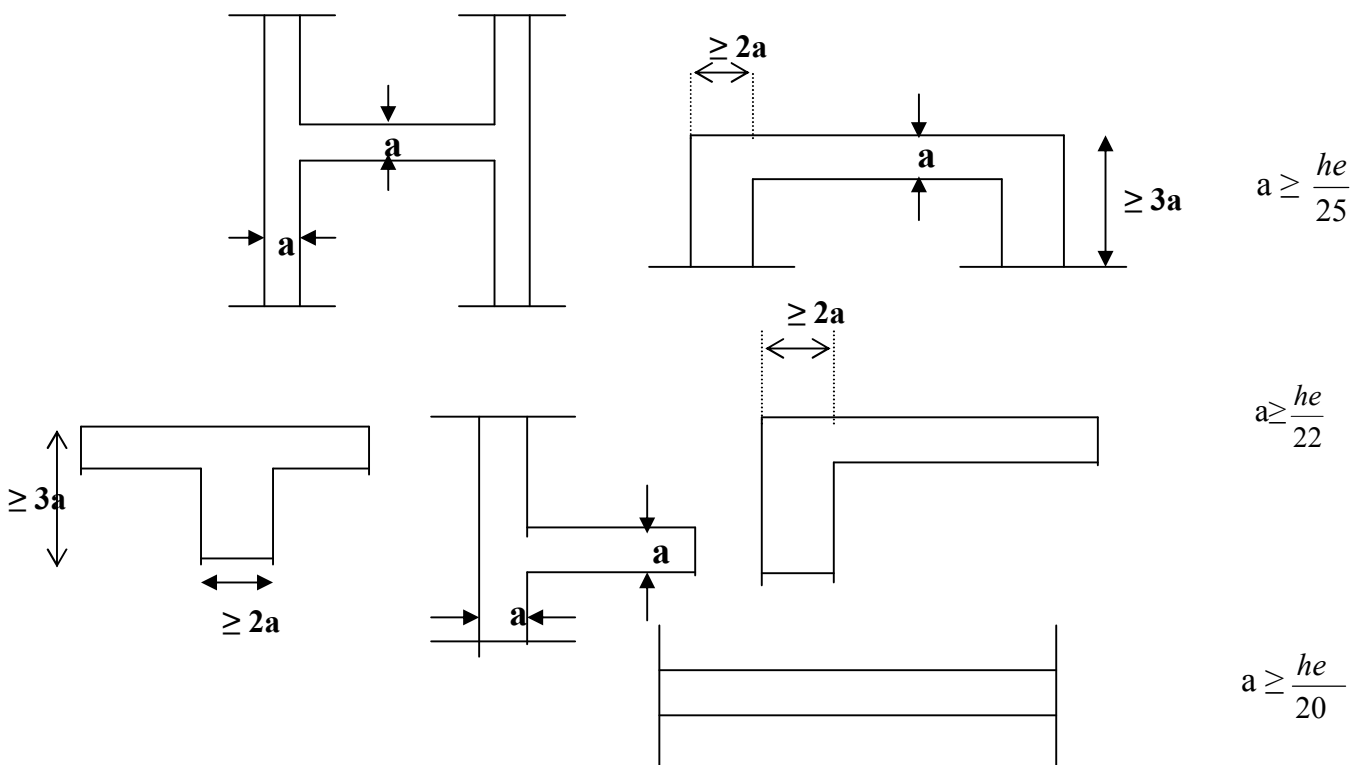


Figure III.5 : Coupes de voiles en plan

h_e = hauteur d'étage (Rez-de-chaussée) $a \geq \{300/25, 300/22, 300/20\}$

On préconise des voiles de 20 cm

III-7) PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

Les escaliers sont constitués de 2 volées classiques identiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place.

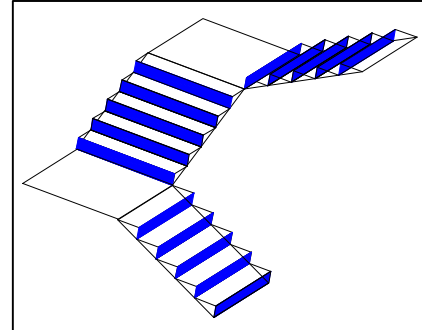


Figure III.6 : Coupes des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 < (g+2h) < 66$$

avec :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

✓ **Etage Courant et RDC :**

Hauteur d'étage: $h_e = 3,00 \text{ m}$

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

On a: $14,5 < h < 18$

Pour : $h=16,66\text{cm}$

Avec : 2 volée $H/2=1,5\text{m}$

Nombre de contre marche par volée :

$$N_c = 150/16,66 = 9$$

Nombre de marche par volée :

$$N_m = 9-1 = 8$$

Donc :

On aura 8 marches pour chaque volée.

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = 1,5 / 2,4 \Rightarrow \alpha = 32^\circ$$

La longueur de la paillasse pour chaque volée est : $L = 1,5/\sin\alpha = 2,83 \text{ m}$.

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20$
 $9,43 < e < 14,15$

On prend comme épaisseur : **e = 15 cm**

III-8) LOCAL D'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : $P_c=28,5KN$
- Charge d'exploitation: $Q_e=6,00KN/m^2$
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$

✓ Dalle de la locale machinerie :

La dalle de local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids, ...etc.

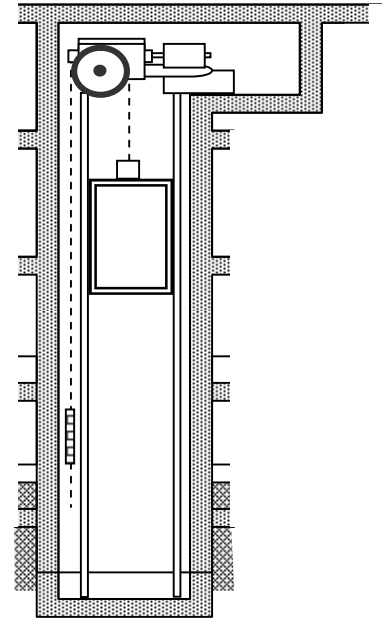


Figure III.7 : Cage d'ascenseur

III-9) DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE :

III-9-1) Poids des voiles :

$h_p = 2,5\text{ m}$ hauteur des portes / $h_f = 1,3\text{ m}$ hauteur des fenêtres.

S_0 : surface d'ouverture / S_b : surface brute.

S_n = surface nette / Poids d'un refends: $W = S_n \times e \times \gamma_b$

$\gamma_b = 2,5\text{ t/m}^3$, $e = 0,2\text{ m}$

III-9-1-1) RDC et étages courants :

Voiles	nombres	L (m)	$S_b(\text{m}^2)$	$S_0(\text{m}^2)$	$S_n(\text{m}^2)$	W(t)	poids totals
v1	5	3.6	10.8	0	10.8	5.4	27
v2	5	3.65	10.95	0	10.95	5.475	27.375
v3	4	3.8	11.4	0	11.4	5.7	22.8
v4	4	3.8	11.4	1.56	9.84	4.92	19.68
v5	3	1.9	5.7	0	5.7	2.85	8.55
v6	1	4	12	0	12	6	6
v7	1	3.7	11.1	0	11.1	5.55	5.55
							116.955 t

III-9-1-2) Sous-Sol :

Voiles	nombres	L (m)	$S_b(\text{m}^2)$	$S_0(\text{m}^2)$	$S_n(\text{m}^2)$	W(t)	poids totals
v1	5	3.6	10.8	0	10.8	5.4	27
v2	2	4.8	14.4	0	14.4	7.2	14.4
v3	2	3.25	9.75	0	9.75	4.875	9.75
v4	2	4.5	13.5	0	13.5	6.75	13.5
v5	5	3.65	10.95	0	10.95	5.475	27.375
v6	4	1.2	3.6	0	3.6	1.8	7.2
v7	4	3.8	11.4	0	11.4	5.7	22.8
v8	1	3.7	11.1	0	11.1	5.55	5.55
v9	3	1.9	5.7	0	5.7	2.85	8.55
v10	2	21.8	65.4	0	65.4	32.7	65.4
v11	1	4	12	0	12	6	6
v12	4	3.2	9.6	0	9.6	4.8	19.2
							226.725 t

III-9-1-3) Salle des machines :

On a la longueur des voiles : $l = (3 \times 1,9 + 4 + 3,7) = 13,4\text{ m}$

$$S_b = l \times 3 = 40,2\text{ m}^2$$

$$W = S_n \times e \times \gamma_b = 40,2 \times 0,2 \times 2,5$$



III-9-2) Poids des poutres :

On a: le poids des poutres $W = L \times b \times h \times \gamma_b$

L : la longueur des poutres

b,h sont les dimensions des poutres : (30x35) sens longitudinale
(30x45) sens transversale

$$\gamma_b = 2,5t/m^3$$

- La longueur des poutres longitudinales :

Pour les étages courants $(3,8+3,4) \times 2 \times 6 + 7,4 \times 3 + 3,3 \times 4 \times 2 = 135,2$ m

Pour le S/sol et RDC $(3,8+3,4) \times 2 \times 6 + 7,4 \times 5 + 3,3 \times 4 \times 2 = 150$ m

Pour SDM $7,4 \times 2 = 14,8$ m

- La longueur des poutres transversales :

Pour les étages $(3,6+4,8+3,25+4,5+3,65) \times 7 + (3,65+1,2+2) \times 2 = 152,3$ m

Pour SDM $4,1 \times 2 = 8,2$ m

Étage	Poutres longitudinales (t)	poutres transversales (t)	Poids totals (t)
S.D.M	3.885	3	6.885
13	35.5	51.40125	86.90125
12	35.5	51.40125	86.90125
11	35.5	51.40125	86.90125
10	35.5	51.40125	86.90125
9	35.5	51.40125	86.90125
8	35.5	51.40125	86.90125
7	35.5	51.40125	86.90125
6	35.5	51.40125	86.90125
5	35.5	51.40125	86.90125
4	35.5	51.40125	86.90125
3	35.5	51.40125	86.90125
2	35.5	51.40125	86.90125
1	35.5	51.40125	86.90125
R.D.C	35.5	51.40125	86.90125
S/SOL	39.375	51.40125	90.77625
total	540.26 t	774.01875 t	1314.27875 t

III-9-3) Poids des poteaux :

On a pour chaque étage :

10 poteau central : 45x90 pour S/Sol ,RDC,1^{er} étage

45x75 pour 2^{ème},3^{ème},4^{ème} étage

45x60 pour 5^{ème},6^{ème},7^{ème} étage

45x45 pour 8^{ème},9^{ème},10^{ème} étage

45x30 pour 11^{ème},12^{ème},13^{ème} étage,

4 poteau central: 45x 30 pour SDM

4 poteau de rive : 45x 45 pour tous les étages

6 poteau d'angle : 35x35 pour tous les étages
 33 raidisseurs : 30x30 pour tous les étages

Etage	poteaux centraux(t)	poteaux de rive(t)	poteaux d'angle(t)	poids des raidisseurs (t)	Poids totaux(t)
S.D.M	4.05	/	/	0.675	4.725
13	10.125	6.075	5.51	22.275	43.985
12	10.125	6.075	5.51	22.275	43.985
11	10.125	6.075	5.51	22.275	43.985
10	15.187	6.075	5.51	22.275	49.047
9	15.187	6.075	5.51	22.275	49.047
8	15.187	6.075	5.51	22.275	49.047
7	20.25	6.075	5.51	22.275	54.11
6	20.25	6.075	5.51	22.275	54.11
5	20.25	6.075	5.51	22.275	54.11
4	25.31	6.075	5.51	22.275	59.17
3	25.31	6.075	5.51	22.275	59.17
2	25.31	6.075	5.51	22.275	59.17
1	30.375	6.075	5.51	22.275	64.235
R.D.C	30.375	6.075	5.51	22.275	64.235
S/SOL	30.375	6.075	5.51	22.275	64.235
total	307.791 t	91.125 t	82.65 t	334.8 t	816.366 t

III-9-4) Poids des planchers :

$$W = W_G + 0,2W_Q$$

$$W = S \times (G+0,2Q)$$

III-9-4-1) Plancher terrasse :

$$S = 472,6 - 141,2 = 331,4 \text{ m}^2$$

$$G+0,2Q = 0,6406 \text{ t/m}^2$$

$$W = 212,29 \text{ t}$$

III-9-4-2) Plancher étage courant :

$$S = 472,6 - 170 = 302,6 \text{ m}^2$$

$$G+0,2Q = 0,532 \text{ t/m}^2$$

$$W = 160,98 \text{ t}$$

III-9-4-3) Plancher RDC :

$$S = 472,6 - 128,9 = 343,7 \text{ m}^2$$

$$G+0,2Q = 0,602 \text{ t/m}^2$$

$$W = 206,91 \text{ t}$$

III-9-4-1) Plancher Salle des machines :

$$S = 4,1 \times 7,4 - 4 = 26,34 \text{ m}^2$$

$$G+0,2Q = 0,581 \text{ t/m}^2$$

$$W = 15,303 \text{ t}$$

III-9-5) Poids de l'acrotère :

$$W = G \times L$$

$$L = 112,9 \text{ m}$$

$$W = 112,9 \times 0,170$$

$$W = 19,19 \text{ t}$$

III-9-6) Poids de mur de façade :

$$W = G \times S$$

$$S = 338,7 \text{ m}^2$$

$$W = 0,1729 \times 338,7$$

$$W = 58,56 \text{ t}$$

SDM:

$$W = 11,93 \text{ t}$$

III-9-7) Poids des balcons :

$$W = S (G + 0,2Q)$$

$$G + 0,2Q = 0,675 \text{ t/ m}^2$$

$$S = 19 \text{ m}^2$$

$$W = 12,825 \text{ t}$$

III-9-8) Poids de l'escalier :**Palier :**

$$S_p = 4,55 \text{ m}^2$$

$$W_p = S \times (G + 0,2Q) = 2,57075 \text{ t}$$

Volée :

$$S_v = 3,679 \text{ m}^2$$

$$W_v = S \times (G + 0,2Q) = 2,9248 \text{ t}$$

$$W = 2W_p + 4W_v$$

$$W = 16,835 \text{ t}$$

III-9-9) Poids de l'ascenseur :

$$W = 2 \times P_c$$

$$W = 2 \times 2,850$$

$$W = 5,7 \text{ t}$$

Tableau 6. Poids Total de la structure

Etage	Plancher(t)	Voiles (t)	Poutres(t)	Poteaux(t)	Facade(t)	Ascenseur (t)	Balcon	Escaliers(t)	Acrotère (t)	0,5 Wqesc	W(t)
S.D.M	15.303	20.1	6.08	4.725	11.93	5.7	0	0	03.91	0	67.748
13	212.29	116.955	86.901	43.985	58.56	0	12.825	0	19.19	0	550.706
12	160.98	116.955	86.901	43.985	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	488.6235
11	160.98	116.955	86.901	43.985	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	488.6235
10	160.98	116.955	86.901	49.047	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	493.6855
9	160.98	116.955	86.901	49.047	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	493.6855
8	160.98	116.955	86.901	49.047	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	493.6855
7	160.98	116.955	86.901	54.11	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	498.7485
6	160.98	116.955	86.901	54.11	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	498.7485
5	160.98	116.955	86.901	54.11	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	498.7485
4	160.98	116.955	86.901	59.17	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	503.8085
3	160.98	116.955	86.901	59.17	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	503.8085
2	160.98	116.955	86.901	59.17	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	503.8085
1	160.98	116.955	86.901	64.235	58.56	0	12.825	16.835	0	8.4175	508.8735
R.D.C	160.98	116.955	86.901	64.235	58.56	0	0	16.835	0	8.4175	496.0485
S/SOL	206.91	227	90.776	64.235	58.56	0	0	16.835	0	8.4175	655.62375
total	2527.243	1884.195	1313.4703	816.366	890.33	5.7	166.725	235.69	23.1	117.845	7744.9743

La masse totale de la structure est de :

M = 7744,9743 t

Chapitre IV

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

IV) CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV-1) INTRODUCTION

Dans toutes les structures on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

IV-2) CALCUL DES ESCALIERS :

IV-2-1) Définition :

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

La largeur de notre escalier est de 1,3 m , et la longueur de volée est de 2,83 m avec un palier (posé sur une poutre palière).

IV-2-2) Evaluations des charges :

Volée: $G = 0,745 \times 1,3 = 0,9685 \text{ t/ml}$
 $Q = 0,250 \times 1,3 = 0,325 \text{ t/ml}$

(Voir Descente des charges)

Palier : $G = 0,515 \times 1,3 = 0,6695 \text{ t/ml}$
 $Q = 0,250 \times 1,3 = 0,325 \text{ t/ml}$

Combinaison des charges :

ELU : $P_v = 1,35G + 1,5Q = 1,795 \text{ t/ml}$

$P_p = 1,35G + 1,5Q = 1,391 \text{ t/ml}$

ELS : $P_v = G + Q = 1,293 \text{ t/ml}$

$P_p = G + Q = 0,9945 \text{ t/ml}$

IV-2-3) Sollicitations de calcul de la volée :

ELU: $M_u = 3,34 \text{ t.m}$

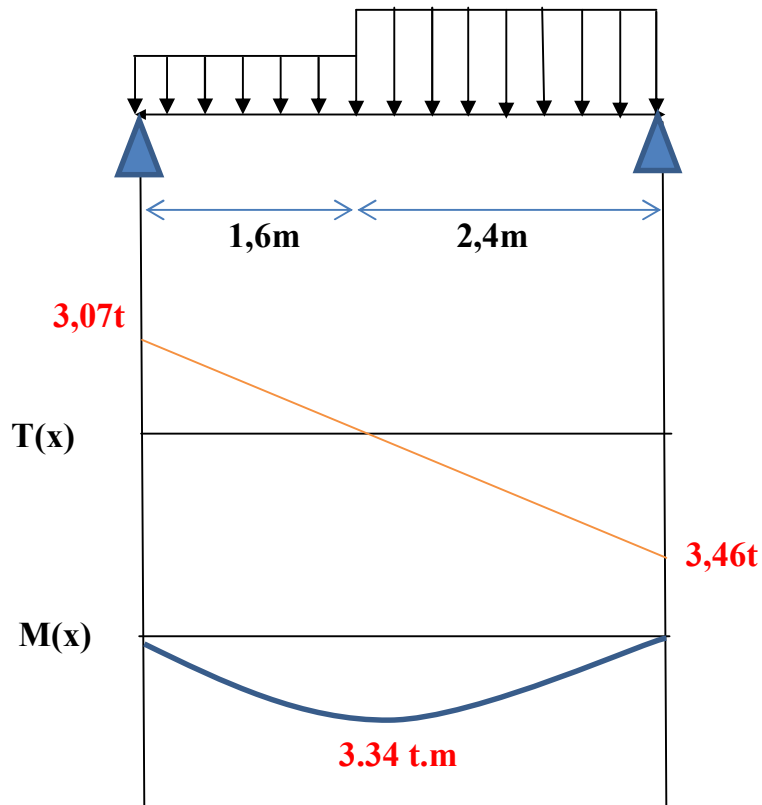
$V_u = 3,46 \text{ t}$

ELS: $M_s = 2,40 \text{ t.m}$

$V_s = 2,49 \text{ t}$

IV-2-4) Diagrammes des efforts (T,M) :

- A L'ELU :



- A L'ELS :

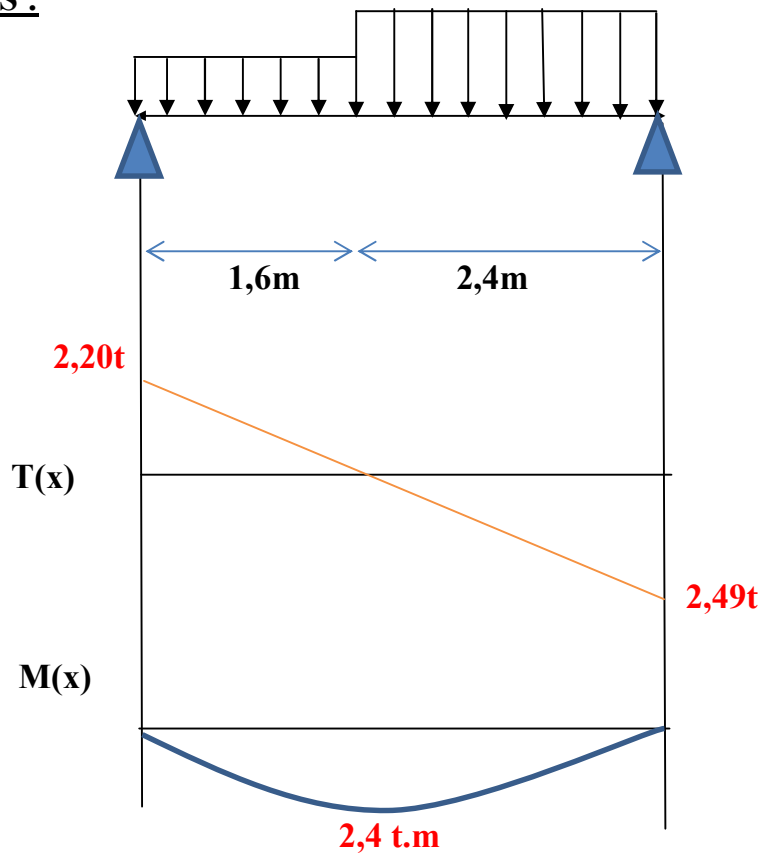


Figure IV.1 : Diagramme des efforts (T,M) a l'ELU et a l'ELS

IV-2-5) Ferrailage :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

- **Calcul des Armatures :**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu = 0,1293$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \varepsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,173$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 0,125 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

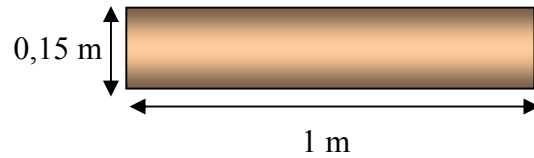
$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = 7,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 7,67 \times 1,3 = 9,97 \text{ cm}^2$$



- **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$$

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

$$A_{\min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Choix des barres :**

On prend :

$$10\text{HA}12 \quad (11,31 \text{ cm}^2)$$

2 nappes de 5HA12 espacées de 25cm.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Volée : } A_r = 2,82 \times 2,83 = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Palier : } A_r = 2,82 \times 1,3 = 3,66 \text{ cm}^2$$

On prend :

Pour le volée 22HA8 (11,06 cm²) espacées de 25 cm.

Pour le palier 8HA8 (4,02 cm²) espacées de 25 cm.

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d)$$

$$V_u = 3,46 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,256 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Donc :

Pas de risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b x^2 + n A_s' (x - c') - n A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 11,31 \text{ cm}^2 ; n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)}$$

$$X_1 = -8,66 \text{ cm} , X_2 = 5,28 \text{ cm}$$

Donc :

$$X = 5,28 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 16369,58 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (x / I)$$

$$\text{AN: } M_{ser} = 2,4 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 7,741 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

- ✓ **Calcul des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - x) / I$$

$$\bar{\sigma}_{st} = (f_e / \gamma_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 180,77 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée).}$$

FERRAILLAGE ESCALIER

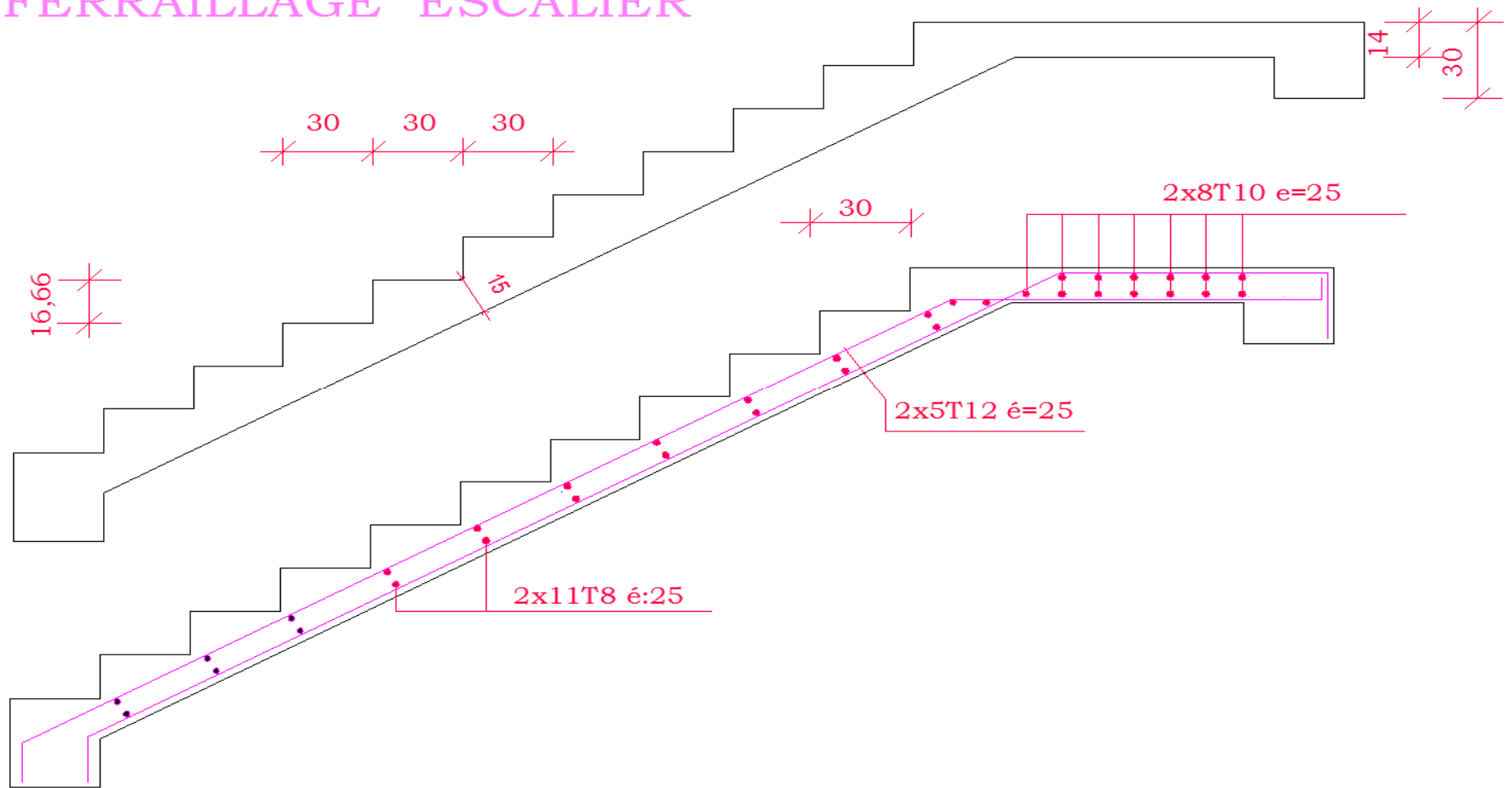


Figure IV.2 : Disposition des armatures dans l'escalier

IV-3) POUTRE PALIÈRE:**IV-3-1) Définition :**

La poutre palière sert d'encastrement au palier, et a les dimensions suivantes (b x h x 3,15m)

La section de la poutre palière est dimensionnée par les formules empiriques.

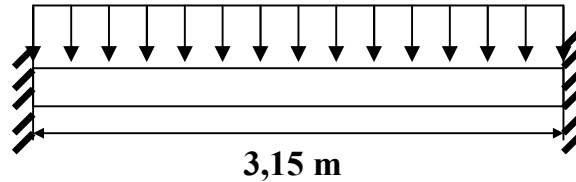
IV-3-2) Schéma statique :

Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre palière

Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10}$$

$$21 \leq h \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : h = 30 cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$9 \leq b \leq 21$$

On prend : b = 25 cm

Selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ h/b = 1,2 < 4 \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées}$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 25 \text{ cm}^2$

✓ Sollicitations :

La poutre palière supporte

Le poids propre de la poutre $G = 1 \times 0,3 \times 0,25 \times 2,5 = 0,1875 \text{ t/ml}$

La réaction du palier due à l'escalier $R = 3,46 \text{ t}$

IV-3-3) Evaluations des charges :**Combinaison des charges :**

ELU : $P_u = 1,35 G + R$

$$P_u = 1,35 (0,1875) + 3,46 = 3,71 \text{ t/m}$$

ELS : $P_{ser} = G + R$
 $P_{ser} = 0,1875 + 3,46 = 3,64 \text{ t/m}$

IV-3-4) Sollicitations de calcul :

Sur appui :

ELU : $M_u = P_u L^2 / 12 = 3,068 \text{ t.m}$
 $V_u = P_u L / 2 = 5,843 \text{ t}$
 ELS : $M_{ser} = P_{ser} L^2 / 12 = 3,01 \text{ t.m}$
 $V_{ser} = P_{ser} L / 2 = 5,75 \text{ t}$

en travée :

ELU : $M_u = P_u L^2 / 24 = 1,534 \text{ t.m}$
 ELS : $M_{ser} = P_{ser} L^2 / 24 = 1,505 \text{ t.m}$

IV-3-5) Diagrammes des efforts (T,M) :

- A L'ELU et A L'ELS :

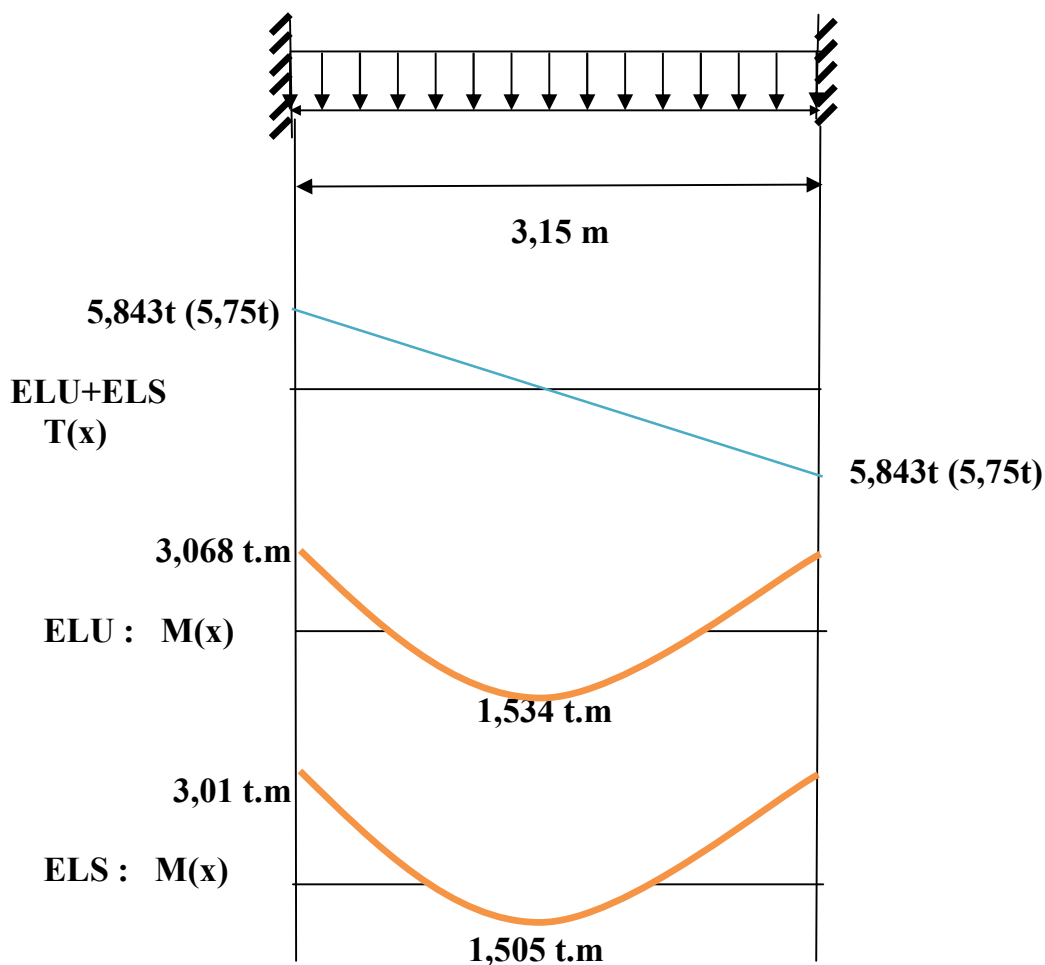
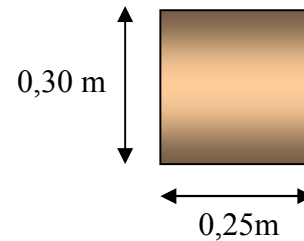


Figure IV.4 : Diagramme des effort (T,M) a l'ELU et a l'ELS

IV-3-6) Ferraillage en travée :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu nuisible ; la poutre est assimilée à une poutre encadrée a ses extrémités.



- Calcul des Armatures :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0594$$

$$\epsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\epsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0766$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,262 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,68 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Choix des barres :

On prend :

6HA10 (4,71 cm²)

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d)$$

$$V_u = 5,843 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,865 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Donc : pas de risque de cisaillement

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b x^2 + n A_s' (x - c') - n A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 4,71 \text{ cm}^2 ; n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)}$$

$$X_1 = -15,5 \text{ cm} , X_2 = 9,84 \text{ cm}$$

Donc :

$$X = 9,84 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 28743,69 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (x / I)$$

$$\text{AN: } M_{ser} = 1,505 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5,152 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- ✓ **Calcul des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - x) / I$$

$$\bar{\sigma}_{st} = (f_e / \gamma_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,77 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

IV-3-6) Ferrailage Sur l'appui :

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de cisaillement, la fissuration est considérée comme peu nuisible ; la poutre est assimilée à une poutre encastree a ses extrémités.

- Calcul des Armatures :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,1188$$

$$\varepsilon_{es} = (f_c / \gamma_s) / E_s$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \varepsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\alpha = 0,158$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,253 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3,48 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_c)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

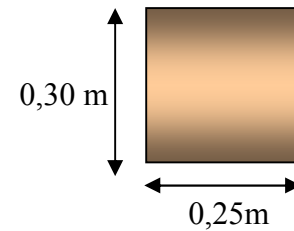
$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Choix des barres :

On prend :

$$3\text{HA}10 + 3\text{HA}14 \quad (6,97 \text{ cm}^2)$$



- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / (b_0 \times d)$$

$$V_u = 5,843 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,865 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u'$$

Donc : pas de risque de cisaillement

- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b x^2 + n A_s' (x - c') - n A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 6,97 \text{ cm}^2 ; n = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)}$$

$$X_1 = -19,78 \text{ cm} , X_2 = 11,42 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } X = 11,42 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = 37789,38 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (x / I)$$

$$\text{AN: } M_{ser} = 3,01 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 9,09 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- ✓ **Calcul des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - x) / I$$

$$\bar{\sigma}_{st} = (f_e / \gamma_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 186,14 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_l\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{30/35; 25/10; 1.4\} = 0,85 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend :

4HA6 (1,13cm²)

A_t = 1,13cm² (1 cadre+1 étrier).

✓ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$\star S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

$$\star S_t \leq A_t \cdot f_e / (0,4b_0) \Rightarrow S_t \leq 45,2\text{cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\star \text{Zone courante : } S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

$$\star \text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_l) = 7,5 \text{ cm}$$

On adopte les espacements suivants :

$$\star \text{Zone courante : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\star \text{Zone nodale : } S_t = 7,5 \text{ cm}$$

✓ **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encastree de ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{pl^4}{384 EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,25 \times 0,3^3 / 12$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 5,625 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{On doit vérifier que : } f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = 1,33 \times 10^{-5} \text{ m} < 0,63 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

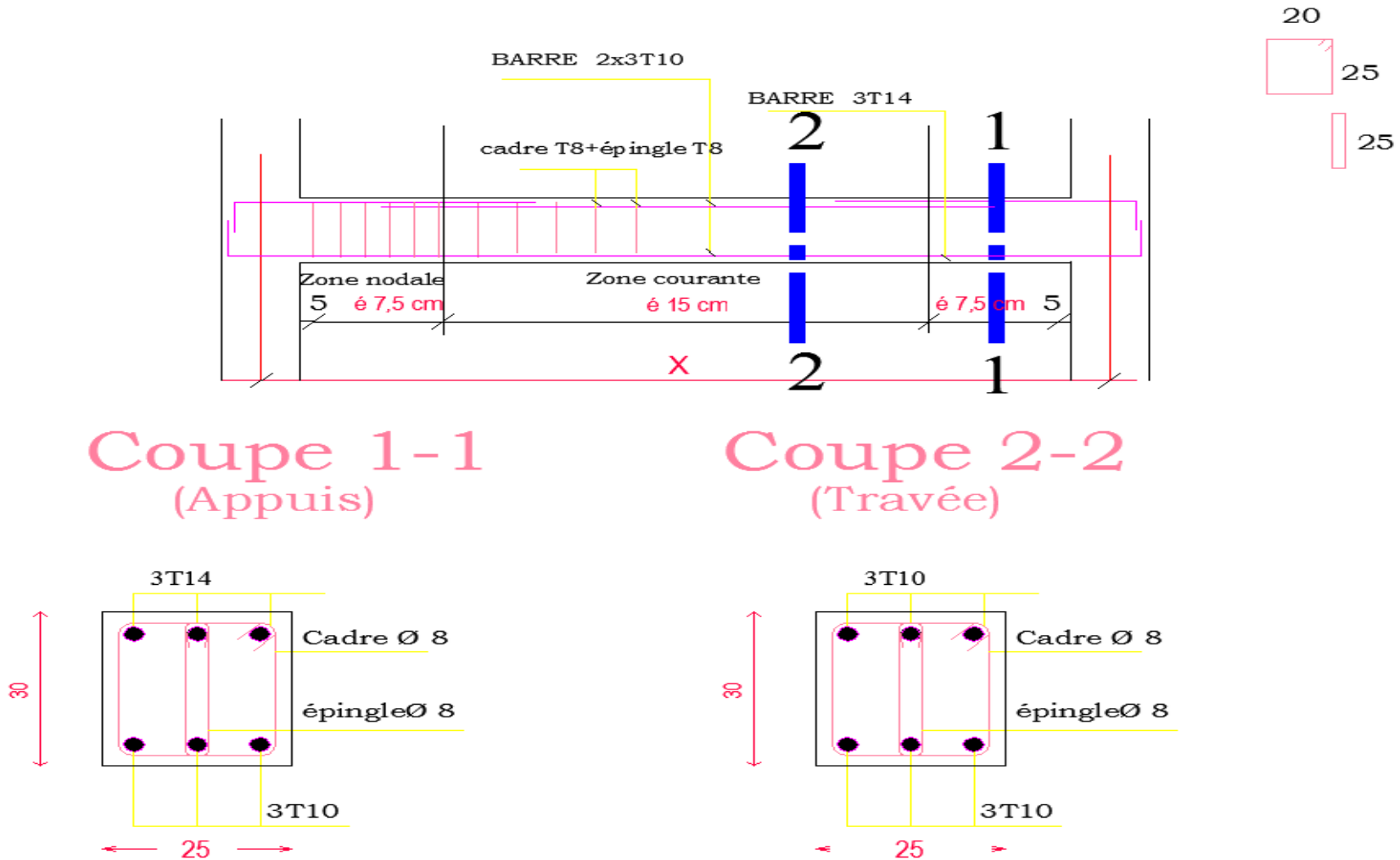


Figure IV.5 : Disposition des armatures dans la poutre palière

IV-4) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

IV-4-1) Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastré a sa base, soumis à son poids propre et a une surcharge horizontale due à la main courante.

✓ Ferrailage:

Le calcul se fait en flexion composé dans la section d'encastrement pour une bande de 1ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fait à l'ELU et a l'ELS.

IV-4-2) Evaluations des charges :

G: poids propre =170 kg /ml

Q : surcharge d'exploitation=100 kg/ml

$N_G = 0,17 \times 0,6 = 0,102 \text{ t/ml.}$

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

$N_Q = 0 \text{ t/ml.}$

$M_Q = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m}$

Combinaison des charges :

ELU : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 0,102 = 0,1377 \text{ t}$

$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,06 = 0,09 \text{ t.m}$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q = 0,102 \text{ t}$

$M_{ser} = M_G + M_Q = 0,06 \text{ t.m}$

IV-4-3) Schéma statique :

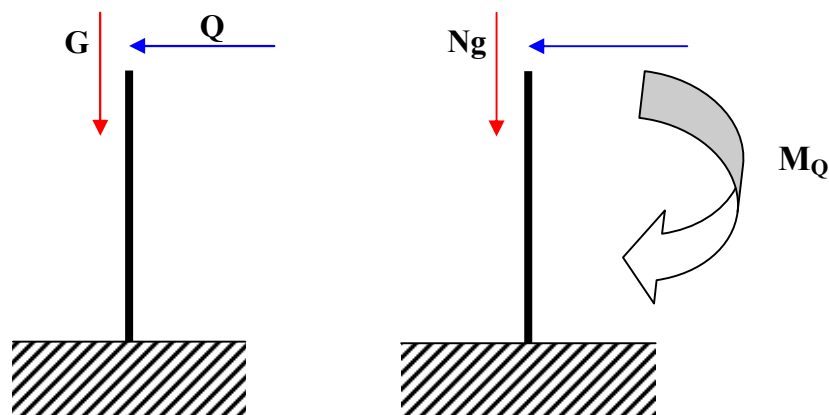


Figure IV.6 : Schéma statique de l'acrotère

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e : Excentricité totale de calcul.

e_1 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

Lorsque la section est sollicitée en flexion composée avec un effort de compression, elle doit être vérifiée vis à vis de l'Etat Limite Ultime de Stabilité de Forme (ELUSF de flambement).

Cependant il est possible de tenir compte des effets de seconde ordre de façon forfaitaire, lorsque $l_f/h < \text{Max}(15; 20(e_0 + e_a)/h)$

$$e_1 = M_u / N_u = 0,653 \text{ m}$$

$$l_f = 2.l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} ; B = b \cdot h$$

$$i = 0,0288 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max}(2\text{cm}; l/250) \text{ (Excentricité additionnelle)} ; l = 60 \text{ cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \phi)$$

$$e_2 = 8,64 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,864 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \alpha = M_g / (M_g + M_Q)$$

$$\alpha = 0$$

$\phi = 2$ (rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation Instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 1,2 / 0,0288 = 41,56$$

$$\text{Donc : } e = 0,653 + 0,02 + 0,00864$$

$$e = 0,6816 \text{ m}$$

$$l_f/h = 1,2 / 0,1 = 12$$

$$\text{Max}(15 ; 20e_1/h) = 130,6$$

$$L_f/h < 130,6$$

Donc : On va tenir compte des effets du second ordre.

IV-4-4) Ferrailage :**IV-4-4-1) Ferrailage a l'ELU:**• **Calcul des Armatures :**

$$M'_u = N_u \cdot e = 0,0937 \text{ t.m}$$

$$M_{uA} = M'_u + N_u (d-h/2) = 0,09921 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 7,84 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \varepsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$\mu < 0,392$ donc il n'y a pas d'armatures comprimées (SSAC).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 9,83 \times 10^{-3}$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,08964 \text{ m}$$

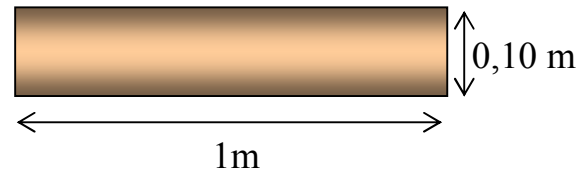
$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_{uA} / (Z \times \sigma_s) - (N_u / \sigma_s)$$

$$A_s = 0,28 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

On a : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$

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

$$A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq A_s$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

• **Choix des barres :**

On prend :

3HA8 (**1,51 cm²**) espacées de 20cm.

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b x^2 + n A_s' (x - c') - n A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 1,51 \text{ cm}^2 ; n = 15$$

$$X_1 = -2,26 \text{ cm} , X_2 = 1,80 \text{ cm}$$

Donc :

$$X = 1,80 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie:**

$$I = 1/3 bx^3 + 15A_s (d-x)^2$$

$$I = 1368,576 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de la contrainte de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (x / I)$$

AN: $M_{ser} = 0,06 \text{ t.m}$

$$\sigma_{bc} = 7,891 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

IV-4-4-2) Ferrailage à l'ELS:

• **Calcul des Armatures :**

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e = 0,0937 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = M_s + N_{ser} (d-h/2) = 0,06408 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\} \quad , \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d$$

$$x = 0,0475 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{x}{3}$$

$$z = 0,0742 \text{ m.}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} X Z$$

$$\bar{M}_1 = 0,0264 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \text{ Donc :}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} - N_{ser} / \sigma_{sc} \quad A_s' = 0 \text{ car } M_{ser} < \bar{M}_1$$

$$A_{ser} = 0,428 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

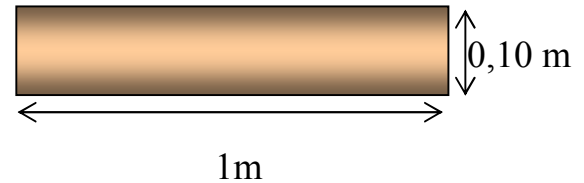
On a : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$

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

$$A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq A_s$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{min} = 1,08 \text{ cm}^2$$



- Choix des barres :

On prend :

3HA8 (1,51 cm²) espacées de 20cm.

- Vérification de l'effort tranchant :

D'après le C.B.A.93 ARTICLE(A.5.1.2.1.1)

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b.d = 0,1377 \times 10^{-2} / 0,09 = 0,0153 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Donc :

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

IV-4-5) Conclusion :

On opte pour une section d'armature :

$$A_s = 5,03 \text{ cm}^2 \text{ (2 x 5 HA8) espacées de 20 cm/ml}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

Soit 2 x 3HA 8 (3,02 cm²) espacées de 20 cm.

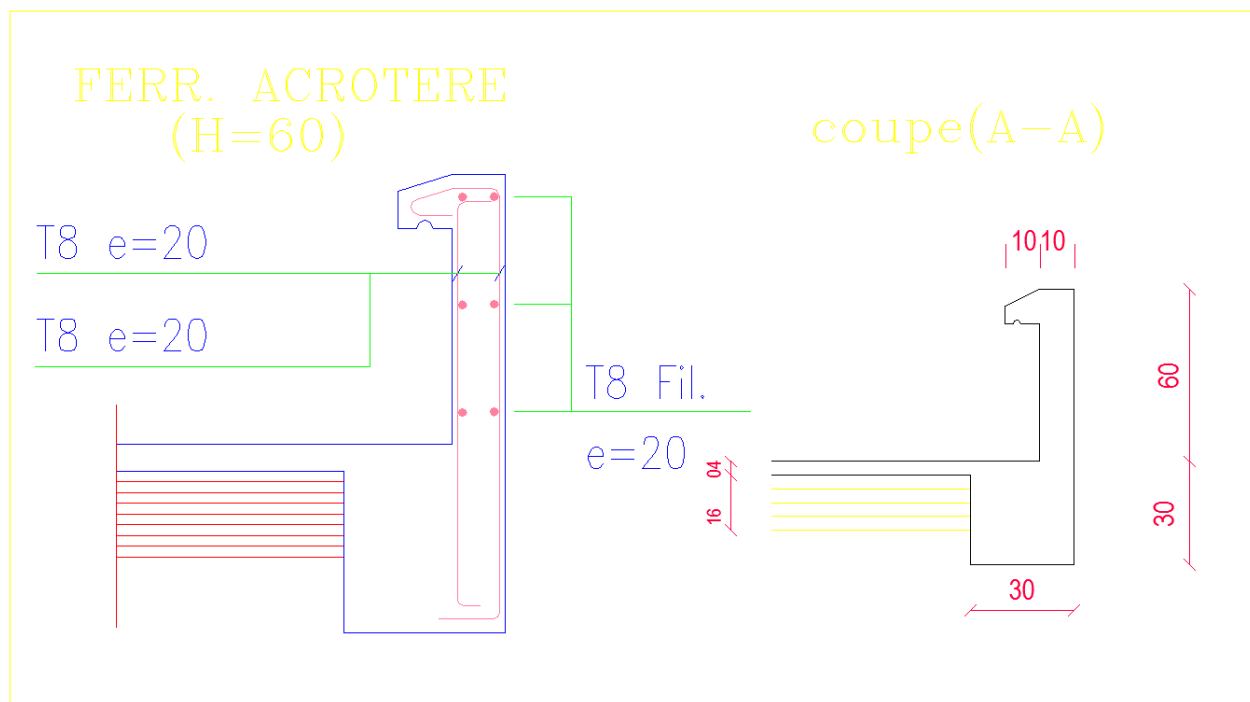


Figure IV.7 : Disposition des armatures dans l'acrotère

IV-5) CALCUL DE BALCON :**IV-5-1) Définition :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encadrée dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \quad \text{on a: } L = 1,29\text{m}$$

$$8,6 \leq e \leq 13,45$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à $e = 15 \text{ cm}$.

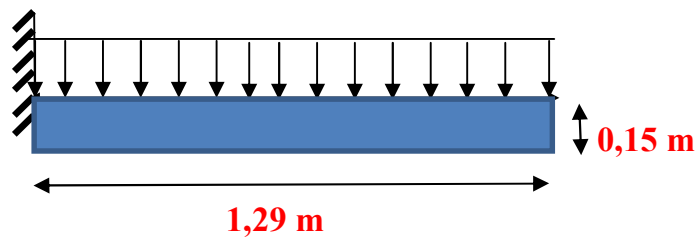
IV-5-2) Schéma statique :

Figure IV.8 : Schéma statique du balcon

IV-5-3) Evaluations des charges :

$$G = 0,605\text{t/m}^2 \quad / \quad Q = 0,350\text{t/m}^2$$

$$\text{Pour 1 ml : } G = 0,605\text{t/m} \quad / \quad Q = 0,350\text{t/m}$$

Combinaison des charges :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 0,605 + 1,5 \times 0,350 = 1,34 \text{ t/ml}$$

$$P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = G + Q = 0,605 + 0,350 = 0,955 \text{ t/ml}$$

✓ Ferrailage:

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc on fera le calcul à l'E.L.U et à l'E.L.S. la section est soumise à la flexion simple pour une bande de 1ml.

IV-5-4) Sollicitations de calcul :

ELU :

$$M_u = (- P_u \cdot L^2) / 2$$

$$M_u = (- 1,34 \times 1,29^2) / 2$$

$$M_u = - 1,115 \text{ t.m}$$

$$V_u = P_u \cdot L$$

$$V_u = 1,728 \text{ t}$$

ELS :

$$M_{ser} = (- P_{ser} \cdot L^2) / 2$$

$$M_{ser} = (- 0,955 \times 1,29^2) / 2$$

$$M_{ser} = - 0,794 \text{ t.m}$$

$$V_{ser} = P_{ser} \cdot L$$

$$V_{ser} = 1,232 \text{ t}$$

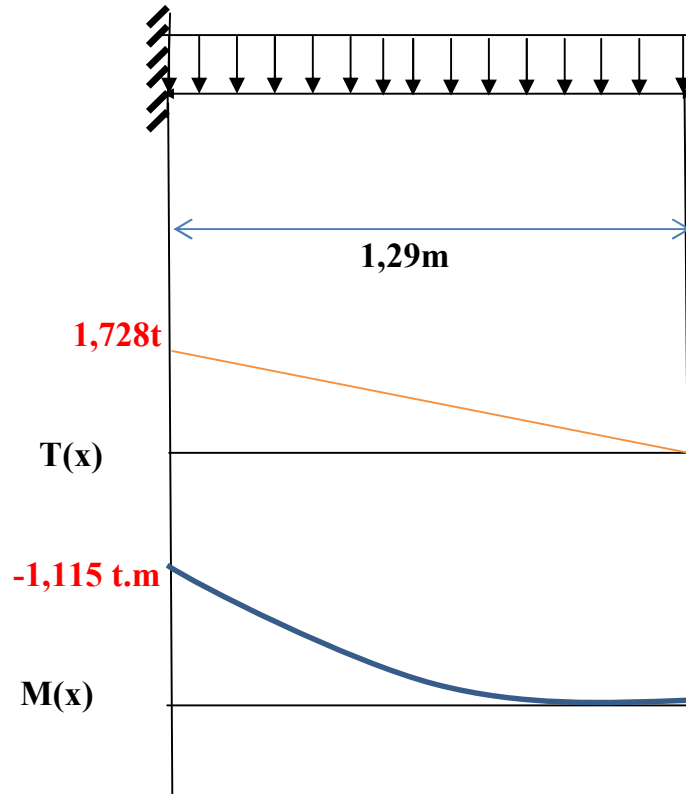
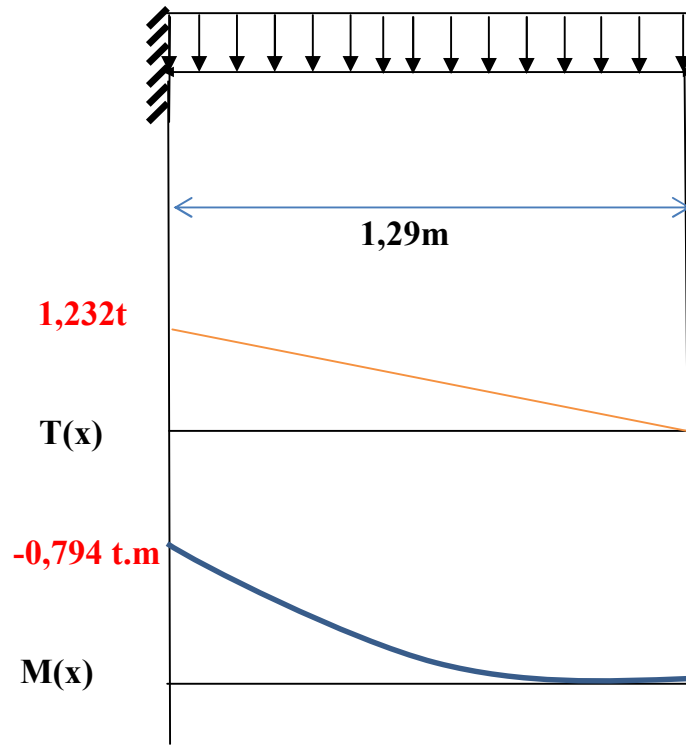
IV-5-5) Diagrammes des efforts (T,M) :- A L'ELU :- A L'ELS :

Figure IV.9 : Diagramme des effort (T,M) a l'ELU et a l'ELS

IV-5-6) Ferrailage :

IV-5-6-1) Ferrailage a l'ELU:

- Calcul des Armatures :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$\rho_m = M_u / M_{ser}$$

$$\rho_m = 1,115 / 0,794$$

$$\rho_m = 1,40 \Rightarrow \begin{cases} \mu_c = 0,2999 \\ \alpha_c = 0,4593 \end{cases}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$\mu = (1,115) / [(1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,17 \times 10^2)]$$

$$\mu = 0,0431$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\Rightarrow \alpha = [1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] / 0,8$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0552$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$\mu \leq 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = f(\varepsilon_s) = 348 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s$$

$$A_s = 1,115 \times 10^{-2} / (0,132 \times 348)$$

$$A_s = 2,43 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

On prend :

4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) espacés de 25 cm.

- Vérification des contraintes à l'ELS :

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b x^2 + n A_s' (x - c') - n A_s (d - x) = 0$$

$$A_s' = 0 ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2 ; n = 15$$

$$X_1 = -4,07 \text{ cm} , X_2 = 3,13 \text{ cm}$$

Donc :

$$X = 3,13 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b x^3 + 15 A_s (d - x)^2$$

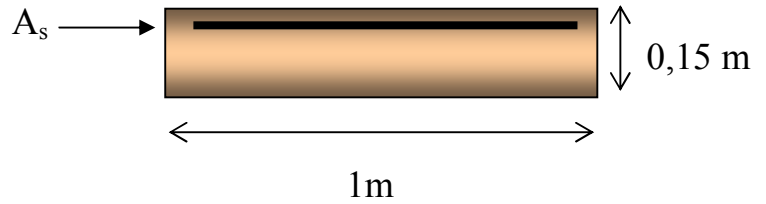
$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Calcul de la contrainte de compression de béton:**

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (x / I)$$

$$\text{AN: } M_{ser} = 0,794 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa}$$



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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} : \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des contraintes de l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d-x) / I$$

$$\bar{\sigma}_{st} = (f_e / \gamma_s) = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 202,89 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

IV-5-6-2) Ferrailage à l'ELS:

• **Calcul des Armatures :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\} , \quad \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d$$

$$x = 0,0712 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3}$$

$$z = 0,111 \text{ m.}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} X Z$$

$$\bar{M}_1 = 0,05927 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC}$$

$$Z' = \min (Z ; d - (h_0/3))$$

$$Z' = \min (0,111 ; 0,166) \text{ m}$$

$$Z' = 0,111 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} \quad A_s' = 0 \text{ car } M_{ser} < \bar{M}_1$$

$$A_{ser} = 0,794 \times 10^{-2} / (0,111 \times 201,63)$$

$$A_{ser} = 3,54 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$e = 15 \text{ cm} \quad A_{ser} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{smin} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,15 \times (2,1/400) = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_s \quad (\text{condition vérifiée}).$$

• **Choix des barres :**

On prend :

5HA10 ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$) espacées de 20 cm.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = V_u / (b_0 \cdot d)$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$V_u = p_u \times L$$

$$V_u = 1,73 \text{ t}$$

$$\tau_u = 1,73 / (1 \times 0,135) = 0,128 \text{ MPA} < \tau_u \quad \text{(condition vérifiée).}$$

IV-5-7) Conclusion :

E.L.U: $A_s = 4\text{HA}10$ ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)

E.L.S: $A_s = 5\text{HA}10$ ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$)

On opte pour une section d'armature :

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2$ (5HA10)

- Armatures de répartition :

$A_t = A_s / 4 = 0,9825 \text{ cm}^2$ donc On prend :

5HA8 (2,51cm²)

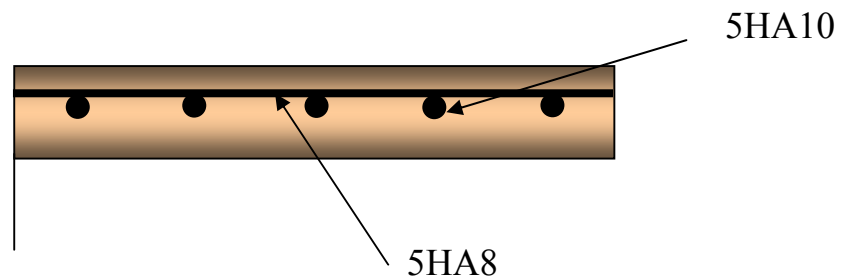


Figure IV.10 : Disposition des armatures dans le balcon

IV-6) CALCUL DES PLANCHERS :

IV-6-1) Introduction :

IV-6-1-1) Définition:

Les planchers sont les aires planes limitant les étages. Deux fonctions principales leur sont dévolues :

- **Fonction de résistance** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation ;
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On a adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- Il assure une bonne isolation phonique et thermique.
- Il est plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids totale de la structure.

IV-6-2) Plancher a corps creux :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation et industriels, consiste à utiliser des hourdis creux ou corps creux, il s'agit d'éléments de remplissage de dimensions (20 x 20 x 60) cm³ et d'éléments porteurs (poutrelle) , pour avoir une bonne liaison entre le béton et les hourdis creux, il est essentiel d'humidifier convenablement ces derniers avant le bétonnage.

La dalle supérieure a normalement une épaisseur de 5cm, elle est armée d'un simple quadrillage d'armatures constitué en général par une nappe de treillis soudé, les actions minimales et les espacements maximaux sont définis dans les règles de **BAEL91 modifié 99**.

IV-6-2-1) Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression.

IV-6-2-2) Evaluation des charges :

● **1^{ère} étape** :

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton.

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée soumise à son poids propre et au poids due au corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier.

- Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 2,5 = 0,012$ t/ml.
- Poids propre du corps creux : $0,60 \times 0,095 = 0,057$ t/ml.

$$G = 0,069 \text{ t/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $0,1 \times 0,60 = 0,060$ t/ml.

$$Q = 0,060 \text{ t/ml.}$$

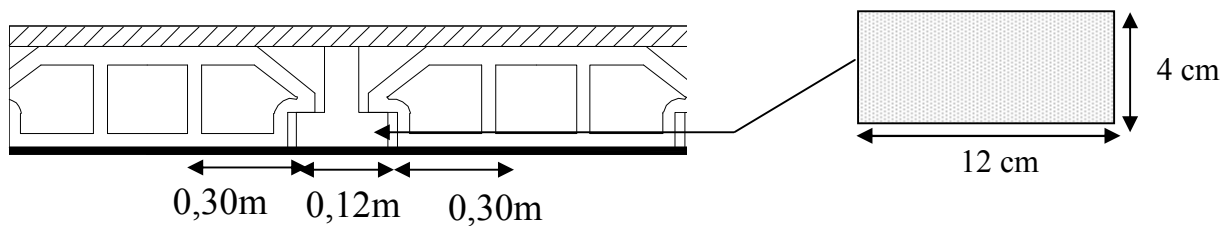
IV-6-2-3) Schéma statique :

Figure IV.11 : Schéma statique

✓ **Ferrailage:**

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,069 + 1,5 \times 0,060$$

$$P_u = 0,1831 \text{ t/ml.}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q = 0,069 + 0,060$$

$$P_{\text{ser}} = 0,129 \text{ t/ml.}$$

IV-6-2-4) Sollicitations de calcul :

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{\text{Max}} = PL/2$$

Le moment maximum d'une poutre isostatique, est donné par :

$$M_{\text{max}} = PL^2/8$$

$$\text{Dans notre cas } L_{\text{max}} = 3,90\text{m}$$

$$\text{ELU : } T_u = P_u L$$

$$T_u = 0,357 \text{ t.}$$

$$M_u = P_u L^2/8$$

$$M_u = 0,348 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} L^2/8$$

$$M_{\text{ser}} = 0,245 \text{ t.m}$$

$$T_s = P_{\text{ser}} \cdot L/2$$

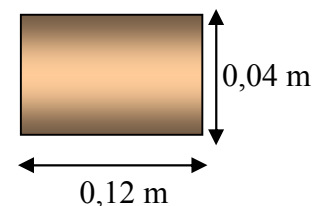
$$T_s = 0,251 \text{ t.}$$

Donc Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 0,348 / [0,12 \times (0,9 \times 0,04)^2 \times 14,17 \times 10^2]$$

$$\mu = 1,58$$



$\mu > \mu_c = 0,303$, d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment fléchissant, mais comme on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), il est donc impératif de prévoir des étaitements pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

2^{ème} étape :

Après le coulage

Tableau 7. 2^{ème} phase de calcul (après le coulage)

	G (t/ml) x0,6	Q (t/ml) x	P _u	P _{ser}
Plancher terrasse	0,3724	0,06	0,5928	0,4324
Plancher étage	0,3012	0,09	0,5417	0,3912
Plancher RDC	0,3012	0,3	0,8566	0,6012

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$P_{ult} = 0,8566 \text{ t/ml.}$$

$$P_{ser} = 0,6012 \text{ t/ml.}$$

IV-6-2-5) Ferrailage :

a) Schéma statique :

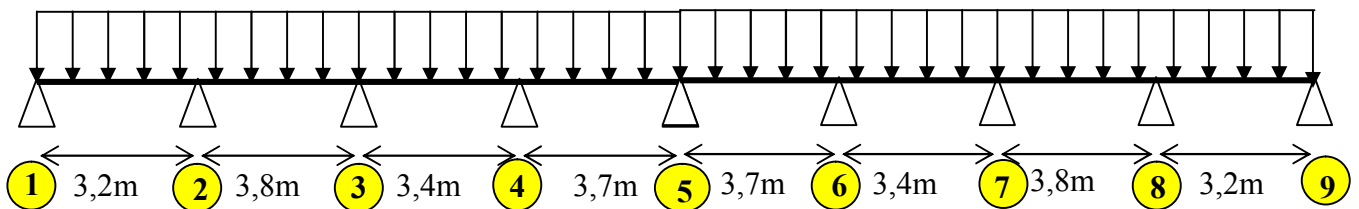


Figure IV.12 : Schéma statique de la poutrelle

Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé le logiciel **ROBOT BAT**.

b) Diagrammes des efforts (T,M) :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas de la Figure IV.12 ci-après:

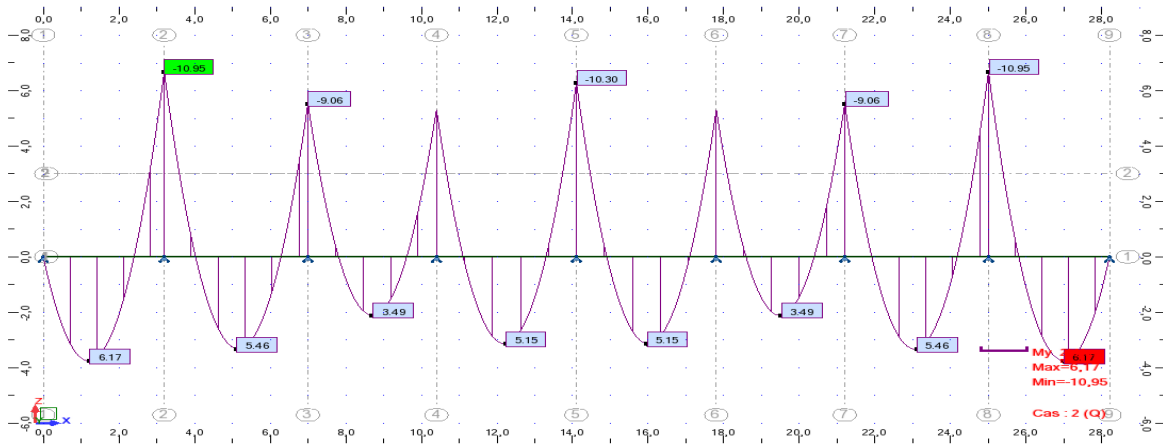


Diagramme du moment à l'E.L.U

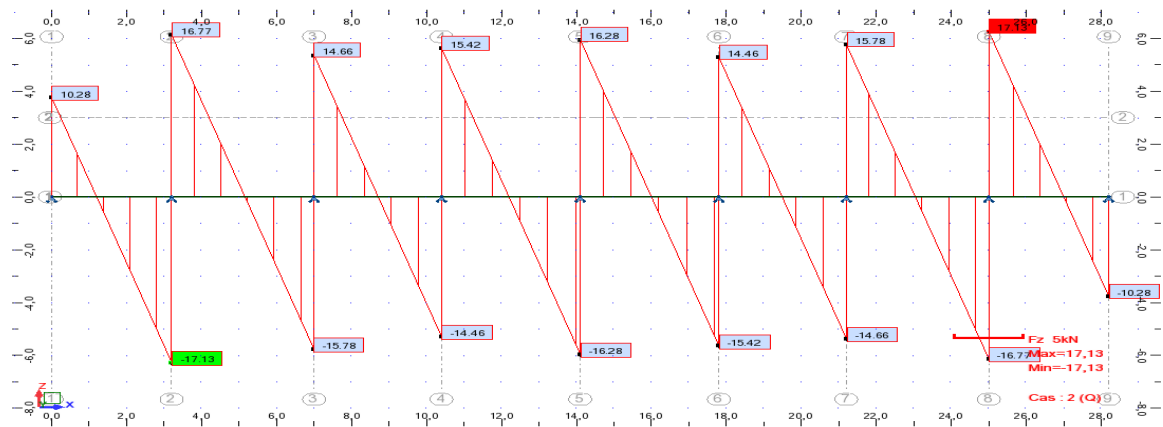


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

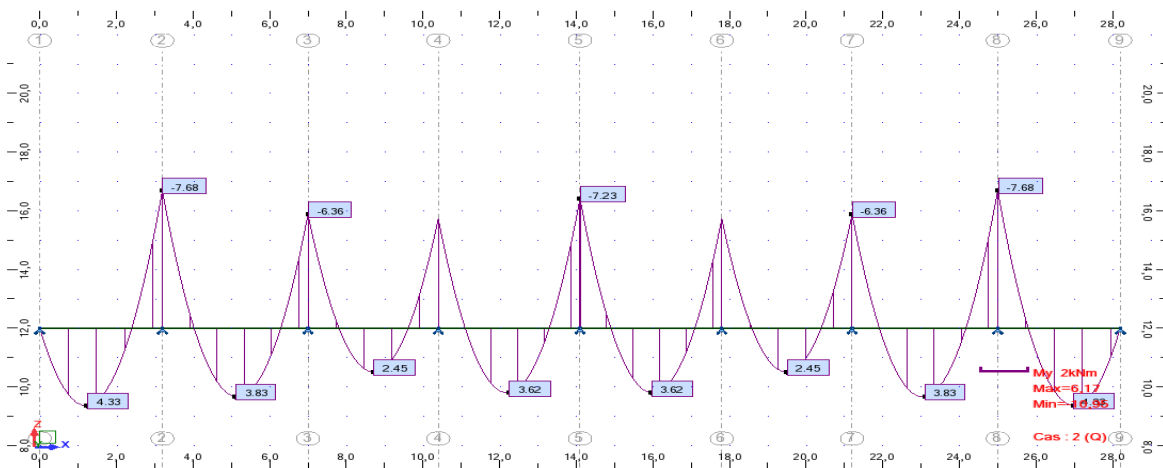


Diagramme du moment à l'E.L.S

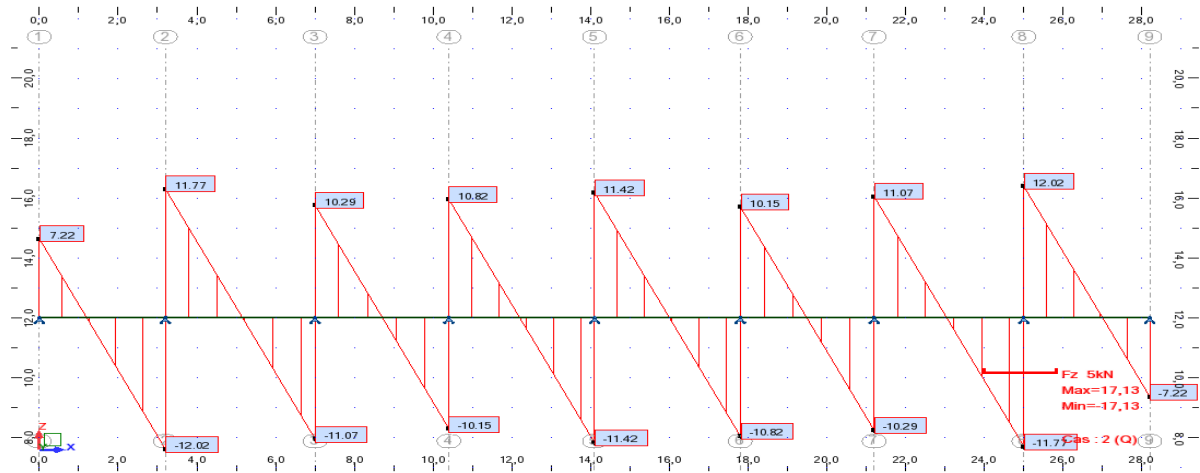


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Figure IV.13 : Diagrammes des efforts (T,M) à l'ELU et l'ELS

c) Valeurs des efforts (T, M) sur appuis et en travée:

Les valeurs obtenues par ces diagrammes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 7. Valeurs des efforts (T,M) en travée et sur appuis

Appuis		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Sur appuis	M _{ult} (t.m)	0	-1,095	-0,906	-0,84	-1,03	-0,84	-0,906	-1,095	0
	M _{ser} (t.m)	0	-0,769	-0,636	-0,57	-0,723	-0,57	-0,636	-0,769	0
ELU	T _o (t)	0	-1,713	-1,578	-1,44	-1,628	-1,54	-1,466	-1,677	-1,03
	T _e (t)	1,028	1,677	1,466	1,542	1,628	1,446	1,578	1,713	0
Travée			1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
En travée	M _{ult} (t.m)	/	0,617	0,546	0,349	0,515	0,515	0,349	0,546	0,617
	M _{ser} (t.m)	/	0,431	0,383	0,245	0,362	0,362	0,245	0,383	0,431

IV-6-2-6) Ferrailage des poutrelles :

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU et l'ELS.

a) En Travée :

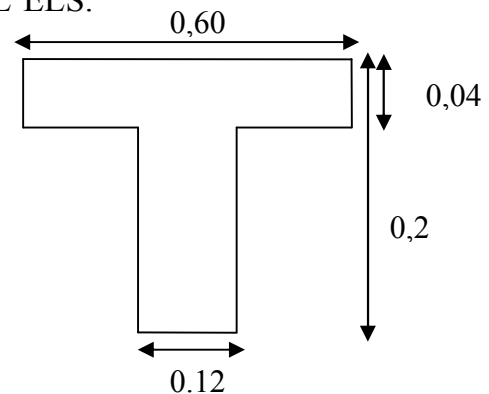
ELU :

• Calcul des Armatures :

$M_{u \max} = 0,617 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$

$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times ((d - (h_0 / 2)))$

$b = 0,60 \text{ m}$



$$h_0 = 0,04\text{m}$$

$$h = 0,2\text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18\text{m}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_t = 5,441 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

$M_{u \max} < M_t$ donc on est ramenée à l'étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$S = (b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 0,617 / [0,60 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^2]$$

$$\mu = 0,0224$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,43 \\ f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \alpha_c = 0,4794 ; \mu_c = 0,310$$

$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0283$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

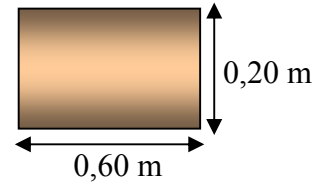
$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = 0,996 \text{ cm}^2$$



ELS :

• Calcul des Armatures :

$$M_{ser} = 0,431 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{ij})\} ; \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$M_{bt} = \frac{\bar{\sigma}_{st}(d - (h_0/3))}{30 \times (d - h_0)} b h_0^2$$

$$M_{bt} = 0,768 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

$$M_{ser} < M_{bt}$$

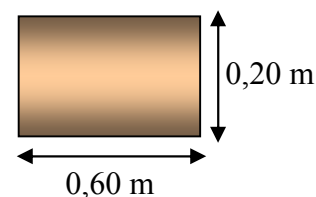
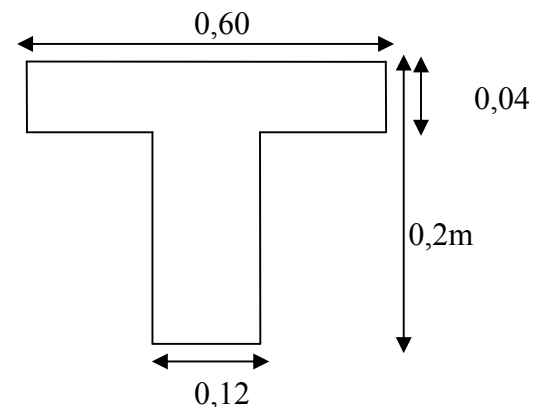
$M_{ser} < M_{bt}$; donc on est ramenée à l'étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$S = (b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc} b C}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d$$

$$x = 0,0949 \text{ m.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3}$$



$$z = 0,148 \text{ m.}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} X Z$$

$$\bar{M}_1 = 0,0632 \text{ MN.m} = 6,32 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$Z' = \text{Min} (Z ; d - (h_0/3))$$

$$Z' = \text{Min} (0,148 ; 0,166) \text{ m}$$

$$Z' = 0,148 \text{ m}$$

$$A_{\text{Ser}} = \frac{M_{\text{Ser}}}{Z' \bar{\sigma}_{st}} \quad A_s' = 0 \text{ car } M_{\text{ser}} < \bar{M}_1$$

$$A_{\text{Ser}} = 0,431 \times 10^{-2} / (0,148 \times 201,63)$$

$$A_{\text{Ser}} = 1,44 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{\text{min}} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (0,996 ; 1,44 ; 1,30)$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{\text{ser}} = 1,44 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres :**

On prend :

3HA8 (1,51 cm²) espacées de 20cm.

b) Sur appuis :

ELU :

- **Calcul des Armatures :**

$$M_{u \text{ max}} = 1,095 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times ((d - (h_0/2)))$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,04 \text{ m}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_t = 5,441 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

$M_{u \text{ max}} < M_t$ donc on est ramenée à l'étude d'une section rectangulaire b x h.

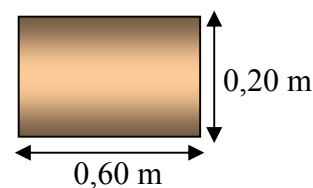
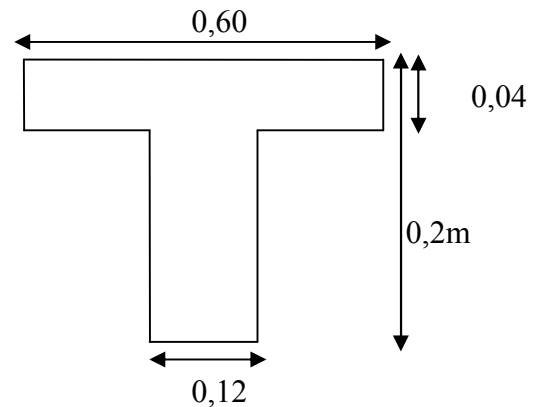
$$S = (b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu})$$

$$\mu = 1,095 / [0,60 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^2]$$

$$\mu = 0,0397$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1,43 \\ f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \alpha_c = 0,4794 ; \mu_c = 0,310$$



$$\mu < \mu_c$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0506$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = 1,78 \text{ cm}^2$$

ELS :

- Calcul des Armatures :**

$$M_{ser} = 0,769 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{ij})\} ; \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$M_{bt} = \frac{\bar{\sigma}_{st}(d - (h_0/3))}{30 \times (d - h_0)} b h_0^2$$

$$M_{bt} = 0,768 \times 10^{-2} \text{ (MN.m)}$$

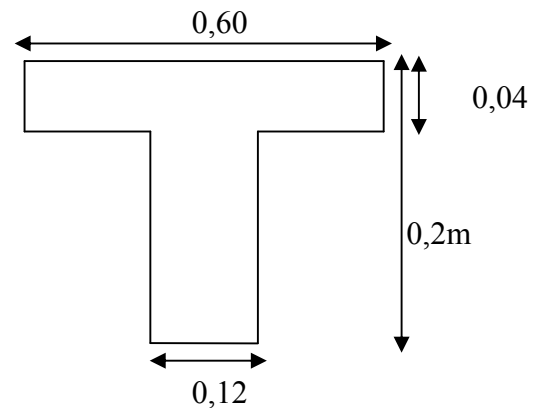
$$M_{ser} < M_{bt}$$

$$Z = 0,99d - 0,4h_0 \text{ (planchers des bâtiments)}$$

$$Z = 0,1622 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{ser} = 2,38 \text{ cm}^2$$



- Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

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

$$A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (1,78 ; 1,44 ; 2,38)$$

$$\text{Donc : } A_s = A_{ser} = 2,38 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :**

On prend :

$$3\text{HA}12 \text{ (3,39 cm}^2 \text{)}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui :**

Fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = V_u / b_0 d \text{ avec } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 1,713 \text{ t}$$

$$\tau_u = 1,713 \times 10^{-2} / 0,12 \times 0,18 = 0,793 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}) = \text{Min}(2,5 ; 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

c) Calcul des armatures transversales et calcul de l'espacement :

✓ Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_l\}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend :

2HA6 ($0,57\text{cm}^2$)

✓ Calcul de l'espacement des armatures transversales :

On a choisi: $A_t = 2\phi 6$ ($0,57 \text{ cm}^2$) et on calcule S_t .

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$\rightarrow S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t \leq A_t \cdot f_e / (b_0 \times \text{Max}\{\tau_u/2 ; 0,4\text{Mpa}\}) \Rightarrow S_t \leq 47,5\text{cm}$$

$$\rightarrow A_t / (b_0 S_t) \geq \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{ti} K) / (0,9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha))$$

$K = 1$ (flexion simple)

Puisque on a des armatures droites $\alpha = 90^\circ$ donc : $\cos\alpha + \sin\alpha = 1$

$$1,15 S_t \leq (0,57 \times 10^{-4} / 0,12) (0,9 \times 400) / (0,793 - 0,3 \times 2,1 \times 1)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 91,22\text{cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\rightarrow \text{Zone courante} : S_t \leq h/2 = 20/2$$

$$\rightarrow \text{Zone nodale} : S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_t) = \min(20/4 ; 12 \times 0,8)$$

On adopte les espacements suivants :

$$\rightarrow \text{Zone courante} : S_t = 10\text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Zone nodale} : S_t = 5 \text{ cm}$$

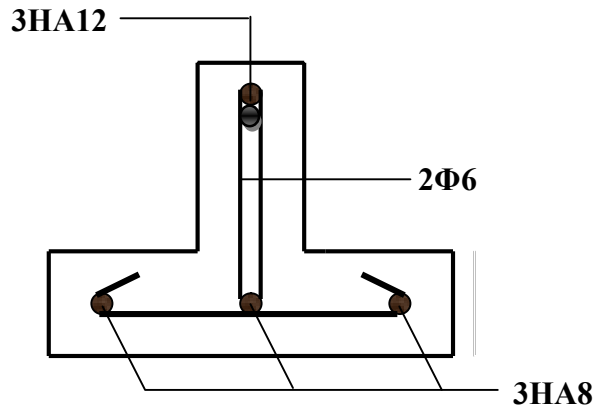


Figure IV.14 : Disposition des armatures dans les poutrelles

IV-7) DALLE DE COMPRESSION :

IV-7-1) Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferraillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferraillage est en treilles soudés.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B.6.8.4.2.3 CBA93) Comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour 1 mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm

$$\Rightarrow A > 200/f_c.$$

Si : $50 \leq L \leq 80$

$$\Rightarrow A = 4.L / f_c \quad (\text{Avec } L \text{ en cm})$$

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles.

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à ($A/2$)

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures = 60 cm.

$f_c = 400$ MPa

$$\text{D'ou : } A_1 = 4L/f_c = \frac{4 \times 60}{400} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour la section des armatures parallèle aux nervures on prend :

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,3 \text{ cm}^2$$

- Choix des barres :

On prend :

5HA6 (**1,41 cm²**) espacées de 20cm.

$$A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

Les armatures de répartition A_2 doivent vérifier :

$$A_2 > A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA6 (**1,41 cm²**) espacées de 20cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

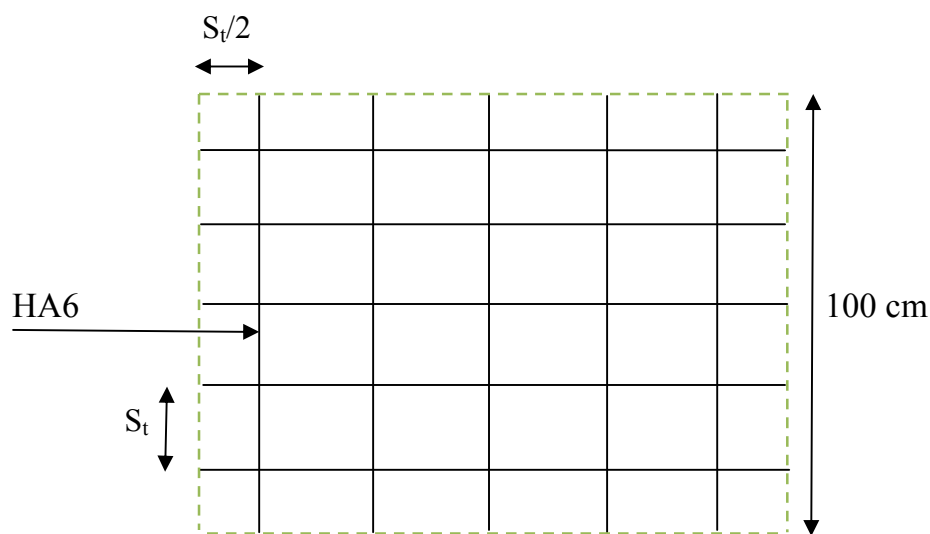


Figure IV.15 : Disposition des armatures dans la dalle de compression

Chapitre V

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE V

V) ETUDE DYNAMIQUE

V-1) INTRODUCTION GENERALE :

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau de la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom des failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes due à la collusion entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par un séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement et sans perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un Séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modère.

V-2) OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.⁷⁴

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très difficile voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V-3) MODELISATION MATHEMATIQUE :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V-4) MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournable lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière

Notre structure présente une forme en plan irrégulière, et régulière en élévation.

Vue la complexité et le volume de calcul que demande une analyse d'une structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit de l'**ETABS 9.7.0**

V-4-1) Description du Logiciel ETABS 9.7.0 :

- ETABS 9.7.0 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
- ETABS 9.7.0 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

V-4-2) Modélisation des éléments structuraux :

Les éléments entrant dans le contreventement (rigidité) de la structure ont été modélisé comme suit :

- Les éléments poutres et poteaux ont été modélisés par un élément fini du type poutre à deux nœuds (frame).
- Les voiles par des éléments plaque à quatre nœuds (Shell).
- Les planchers sont considérés déformables dans leur plan ; et jouent le rôle de diaphragme :
 - ✦ Des planchers à corps creux de 20cm non pas été modélisés et leur charges et surcharges sont distribué sur les poutres porteuses.
 - ✦ Des dalles pleines sont modélisées comme des plaques en 4 nœuds (élément Shell).

V-4-3) Modélisation de la masse :

- Pour les éléments plaques constituant chaque plancher, les masses équivalentes ont été calculées de manière à inclure la quantité βQ (imposée par le **RPA99/version2003**) dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas $\beta = 0,2$).
- Les masses prises en considération pour le calcul sismique englobent la totalité des charges permanentes (G) et une fraction des charges d'exploitation (Q).

V-4-4) Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V-5) ANALYSE DE LA STRUCTURE :

V-5-1) Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée.

En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treillis, dalle, voile) chacun est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite assemblée en schéma final de calcul, pendant que la compatibilité des connections s'effectue automatiquement.

Par ailleurs, les éléments finis, associés à une des bases graphiques de génération de schéma, sont directement paramétrés.

V-5-2) L'analyse :

Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire ;
- Analyse de l'effet P-Delta ;
- Analyse statique non linéaire ;
- Analyse dynamique.

V-5-3) Post processeur :

Le logiciel **ETABS 9.7.0** facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs des contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

V-6) OUTILS DE MODELISATION & D'EXPLOITATION DES RESULTATS DE L'ETABS 9.7.0 :

V-6-1) Système de coordonnées :

Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés. Le système global de coordonnées est un système arbitraire dans l'espace. Il est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.

Le système local de coordonnées est associé à chaque élément et il est utilisé pour la spécification des charges locales et pour l'interprétation des efforts et par conséquent les résultats.

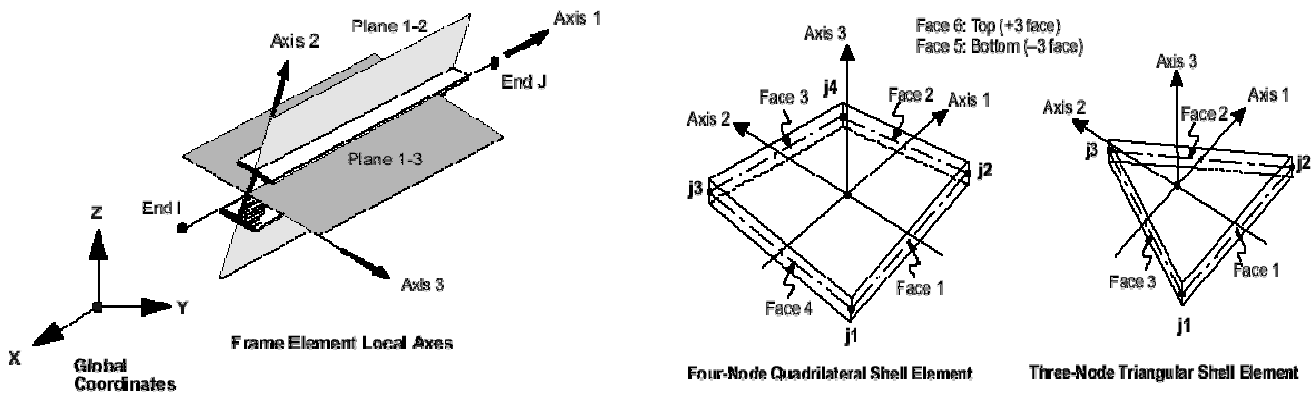


Figure V.1 : Axes locaux de l'ETABS 9.7.0

V-6-2) Charges permanentes et charges d'exploitations :

Salle des machines	: G = 4,610 KN / m ²	Q = 6,00 KN / m ²
Terrasse inaccessible	: G = 6,206 KN / m ²	Q = 1,00 KN / m ²
Etage courant :	G = 5,020 KN / m ²	Q = 1,50 KN / m ²
RDC:	G = 5,020 KN / m ²	Q = 5,00 KN / m ²
Acrotère:	G = 1,700 KN / m ²	Q = 1,00 KN / m ²
Balcon :	G = 6,050 KN / m ²	Q = 3,50 KN / m ²
Cloison extérieure :	G = 1,729 KN / m ²	
Escalier :		
	Vollée : G = 7,45 KN / m ²	Q = 2,50 KN / m ²
	Palier : G = 5,15 KN / m ²	Q = 2,50 KN / m ²

V-6-3) Chargement sismique :

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre du RPA99/ version 2003 (réponse Spectrum function).

Le spectre du RPA 99/version 2003 (période – accélération correspondant) est calculé à l'aide du programme élaboré par l'application « RPA.EXE » qui demande interactivement les coefficients ci-après :

➤ Coefficient d'accélération de zone A :

Zone sismique III }
 Groupe d'usage 2 } => A = 0,25

➤ Coefficient de comportement de la structure R :(tableau 4.3 page 28 RPA99)

On a :

V_v : les charges verticales prises par les voiles

V_T : le total des charges verticales

$$V_v = 90201,62 \text{ KN}$$

$$V_T = 114928,52 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_v / V_T = 0,7848$$

Donc : les voiles prennent 78,48 % > 20 % des charges verticales totales

On a donc un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Donc :

$$R = 3,5$$

✦ Facteur de qualité **Q** : (tableau 4.4 page 30 RPA99)

$$Q = 1 + \sum p_q$$

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0$$

$$Q = 1,15$$

✦ Périodes associées à la catégorie du site **T1, T2** : (tableau 4.7 page 34 RPA99)

$$\text{Site de catégorie S2} \begin{cases} T1 = 0,15 \\ T2 = 0,40 \end{cases}$$

✦ Pourcentage d'amortissement ξ (pour les deux sens d'excitation sismique) : (tableau 4.2 page 26 RPA99)

Tableau 8. Valeur de l'amortissement ξ (%)

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On a donc :

$$\xi = 10 \%$$

V-6-4) Combinaisons d'actions :

Pour les combinaisons, nous nous référons aux règlements algériens **RPA 99/version 2003** et **CBA 93** ; ils sont définis comme suit :

- ✦ Comb1 = 1,35G + 1,5Q → Etat limite ultime
 - ✦ Comb2 = G+Q → Etat limite de service
 - ✦ Comb3 = G + Q ± E
 - ✦ Comb4 = 0,8G ± E
- } Cas accidentel

L'introduction des combinaisons dans la modélisation se fait en sélectionnant les charges à combiner avec les coefficients leur revenant.

V-7) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE :

V-7-1) Centre de gravité des masses :

- Le centre de rigidité (torsion) est le point de par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant en rigidité.
- Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)
- Le centre de gravité des masses est déterminé par le logiciel **ETABS 9.7.0** qui permet de calculer en même temps l'inertie massique.

Note :

Lorsque le centre de masse et le centre de rigidité sont confondus. Les efforts extérieurs ne provoquent que les mouvements de translation.

En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

Le tableau suivant représente les résultats :

Tableau 9. Centre de gravité et centre de torsion de la structure (en m)

CENTRE DE GRAVITE ET CENTRE DE TORSION				
Etage	Centre de gravité des masses G		Centre des torsion C	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR
S/Sol	10.9	9.288	10.9	9.235
RDC	10.9	9.304	10.9	9.925
1 ^{er} Etage	10.9	9.349	10.9	10.013
2 ^{eme} Etage	10.9	9.313	10.9	10.00
3 ^{eme} Etage	10.9	9.313	10.9	9.963
4 ^{eme} Etage	10.9	9.318	10.9	9.923
5 ^{eme} Etage	10.9	9.322	10.9	9.887
6 ^{eme} Etage	10.9	9.322	10.9	9.857
7 ^{eme} Etage	10.9	9.326	10.9	9.832
8 ^{eme} Etage	10.9	9.33	10.9	9.812
9 ^{eme} Etage	10.9	9.33	10.9	9.796
10 ^{eme} Etage	10.9	9.335	10.9	9.781
11 ^{eme} Etage	10.9	9.34	10.9	9.768
12 ^{eme} Etage	10.9	9.342	10.9	9.756
13 ^{eme} Etage	10.9	9.49	10.9	9.742

V-7-2) Excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée donc par les deux formules suivantes :

$$e_{xth} = X_G - X_C$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C$$

Tableau 10. Excentricité théorique (en m)

ETAGES	X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _{xth}	e _{yth}
S/Sol	10.9	9.288	10.9	9.235	0	0.053
RDC	10.9	9.304	10.9	9.925	0	-0.621
1 ^{er} Etage	10.9	9.349	10.9	10.013	0	-0.664
2 ^{eme} Etage	10.9	9.313	10.9	10.00	0	-0.687
3 ^{eme} Etage	10.9	9.313	10.9	9.963	0	-0.65
4 ^{eme} Etage	10.9	9.318	10.9	9.923	0	-0.605
5 ^{eme} Etage	10.9	9.322	10.9	9.887	0	-0.565
6 ^{eme} Etage	10.9	9.322	10.9	9.857	0	-0.535
7 ^{eme} Etage	10.9	9.326	10.9	9.832	0	-0.506
8 ^{eme} Etage	10.9	9.33	10.9	9.812	0	-0.482
9 ^{eme} Etage	10.9	9.33	10.9	9.796	0	-0.466
10 ^{eme} Etage	10.9	9.335	10.9	9.781	0	-0.446
11 ^{eme} Etage	10.9	9.34	10.9	9.768	0	-0.428
12 ^{eme} Etage	10.9	9.342	10.9	9.756	0	-0.414
13 ^{eme} Etage	10.9	9.49	10.9	9.742	0	-0.252

Vérification de l'excentricité :**V-7-3) Excentricité accidentelle :****D'après Le RPA99/version2003 (article 4.3.7)**

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)
- Excentricité théorique résultante des plans

Donc Elle est fixée par le RPA 99/2003 de : $\pm 5\% L$

$$e_{acc} = 0,05 L$$

$$\text{avec : } \begin{cases} L_x = 28,6 \text{ m} \\ L_y = 21,35 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } e_{y acc} = 0,05 \times 28,6$$

$$e_{x acc} = 0,05 \times 21,35$$

$$e_{y acc} = 1,43 \text{ m}$$

$$e_{x acc} = 1,0675 \text{ m}$$

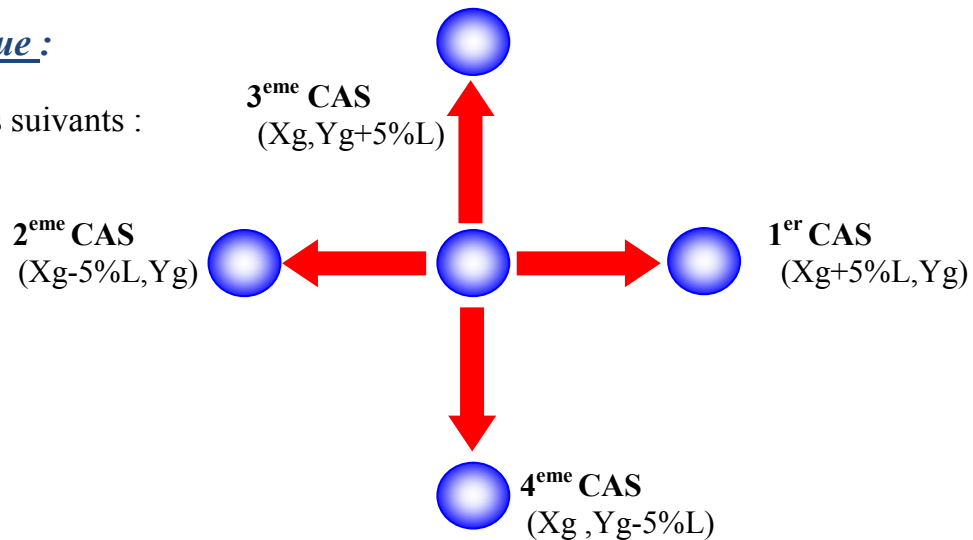
Tableau 11. Excentricité accidentelle (en m)

ETAGES	$e_{x\ th}$	$e_{y\ th}$	$e_{x\ acc}$	$e_{y\ acc}$
S/Sol	0	0.053	1.0675	1.43
RDC	0	-0.621	1.0675	1.43
1 ^{er} Etage	0	-0.664	1.0675	1.43
2 ^{eme} Etage	0	-0.687	1.0675	1.43
3 ^{eme} Etage	0	-0.65	1.0675	1.43
4 ^{eme} Etage	0	-0.605	1.0675	1.43
5 ^{eme} Etage	0	-0.565	1.0675	1.43
6 ^{eme} Etage	0	-0.535	1.0675	1.43
7 ^{eme} Etage	0	-0.506	1.0675	1.43
8 ^{eme} Etage	0	-0.482	1.0675	1.43
9 ^{eme} Etage	0	-0.466	1.0675	1.43
10 ^{eme} Etage	0	-0.446	1.0675	1.43
11 ^{eme} Etage	0	-0.428	1.0675	1.43
12 ^{eme} Etage	0	-0.414	1.0675	1.43
13 ^{eme} Etage	0	-0.252	1.0675	1.43

V-7-4) Excentricité Retenue :

On doit étudier les quatre cas suivants :

1. $e_x = e_{x\ th} + e_{acc}$
2. $e_x = e_{x\ th} - e_{acc}$
3. $e_y = e_{y\ th} + e_{acc}$
4. $e_y = e_{y\ th} - e_{acc}$



● Cette étude est nécessaire pour les raisons suivantes:

- pour pallier les erreurs de calcul du centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Il est clair que le cas le plus défavorable est le cas qui donne la plus grande excentricité et qui vérifie automatiquement les autres cas.

Le tableau suivant résume les résultats précédents :

Tableau 12. Excentricité Retenue

ETAGES	e_{xth}	e_{yth}	$e_{xth}+e_{acc}$	$e_{xth}-e_{acc}$	$e_{yth}+e_{acc}$	$e_{yth}-e_{acc}$
S/Sol	0	0.053	1.0675	-1.0675	1.483	-1.377
RDC	0	-0.621	1.0675	-1.0675	0.809	-2.051
1 ^{er} Etage	0	-0.664	1.0675	-1.0675	0.766	-2.094
2 ^{eme} Etage	0	-0.687	1.0675	-1.0675	0.743	-2.117
3 ^{eme} Etage	0	-0.65	1.0675	-1.0675	0.78	-2.08
4 ^{eme} Etage	0	-0.605	1.0675	-1.0675	0.825	-2.035
5 ^{eme} Etage	0	-0.565	1.0675	-1.0675	0.865	-1.995
6 ^{eme} Etage	0	-0.535	1.0675	-1.0675	0.895	-1.965
7 ^{eme} Etage	0	-0.506	1.0675	-1.0675	0.924	-1.936
8 ^{eme} Etage	0	-0.482	1.0675	-1.0675	0.948	-1.912
9 ^{eme} Etage	0	-0.466	1.0675	-1.0675	0.964	-1.896
10 ^{eme} Etage	0	-0.446	1.0675	-1.0675	0.984	-1.876
11 ^{eme} Etage	0	-0.428	1.0675	-1.0675	1.002	-1.858
12 ^{eme} Etage	0	-0.414	1.0675	-1.0675	1.016	-1.844
13 ^{eme} Etage	0	-0.252	1.0675	-1.0675	1.178	-1.682

V-8) RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE PAR L'ETABS 9.7.0 :

Le tableau ci-dessous représente les facteurs de participation massique de chaque mode :

Tableau 13. Périodes et facteur de participation massique du modèle

MODE	Période	U_X	U_Y	R_Z	ΣY_{Ξ}	ΣY_{Ψ}	nature
1	0.94454	65.0932	0	0.0102	65.0932	0	translation suivant x
2	0.901844	0	64.7014	0	65.0932	64.7014	translation suivant y
3	0.800772	0.0002	0	63.9905	65.0935	64.7014	torsion
4	0.24094	13.9861	0	0.8485	79.0796	64.7014	
5	0.234181	0	15.5629	0	79.0796	80.2643	
6	0.199977	1.2993	0	14.5098	80.3789	80.2643	
7	0.108366	5.0874	0	0.7044	85.4663	80.2643	
8	0.103689	0	6.108	0	85.4663	86.3723	
9	0.088336	0.9203	0	5.1488	86.3866	86.3723	
10	0.06411	2.6896	0	0.4756	89.0762	86.3723	
11	0.061121	0	3.2786	0	89.0762	89.6509	
12	0.052705	0.5738	0	2.6232	89.65	89.6509	
13	0.044015	1.645	0	0.3172	91.295	89.6509	
14	0.043294	0	1.6027	0	91.295	91.2537	

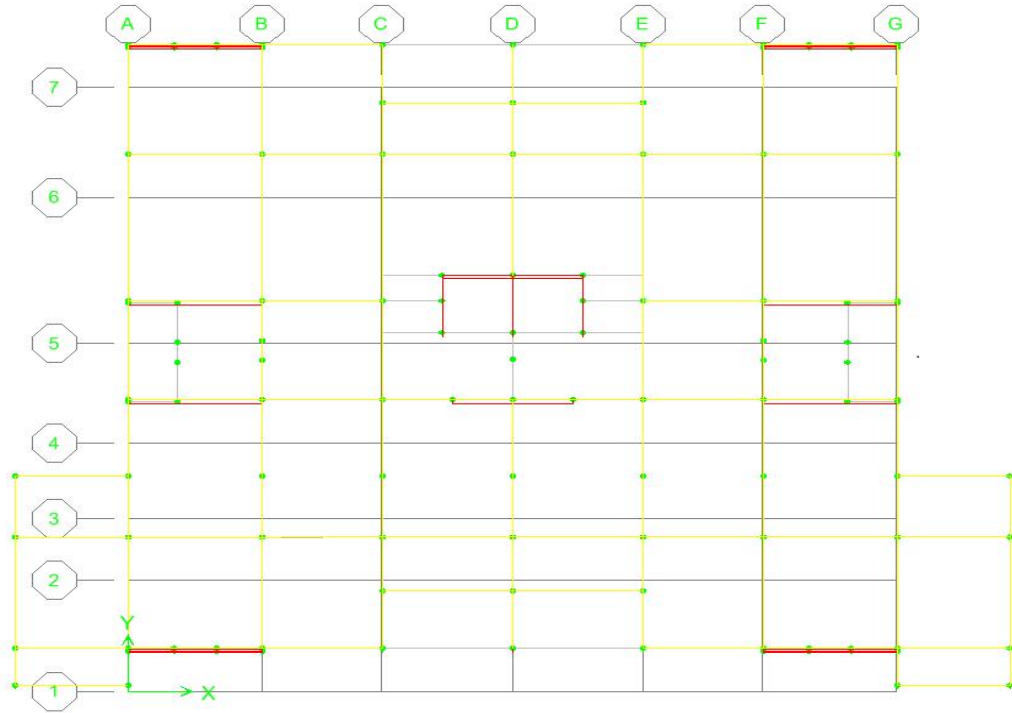


Figure V.2 : Translation suivant l'axe X de période $T_1=0,94454$

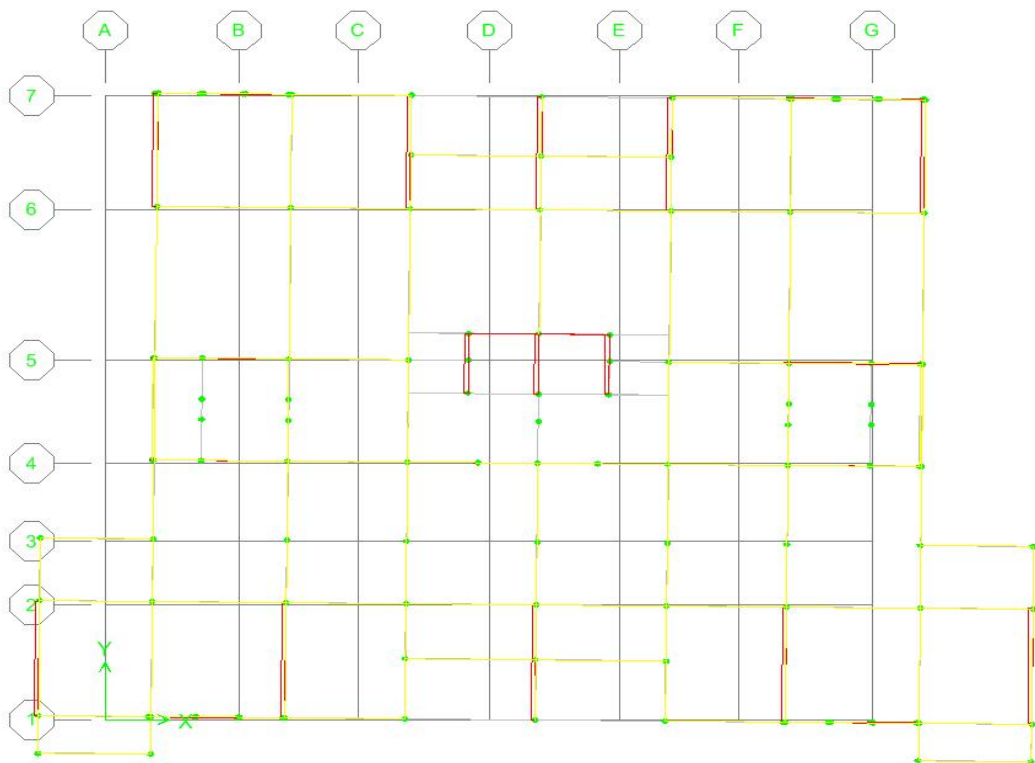


Figure V.3 : Translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,901844$

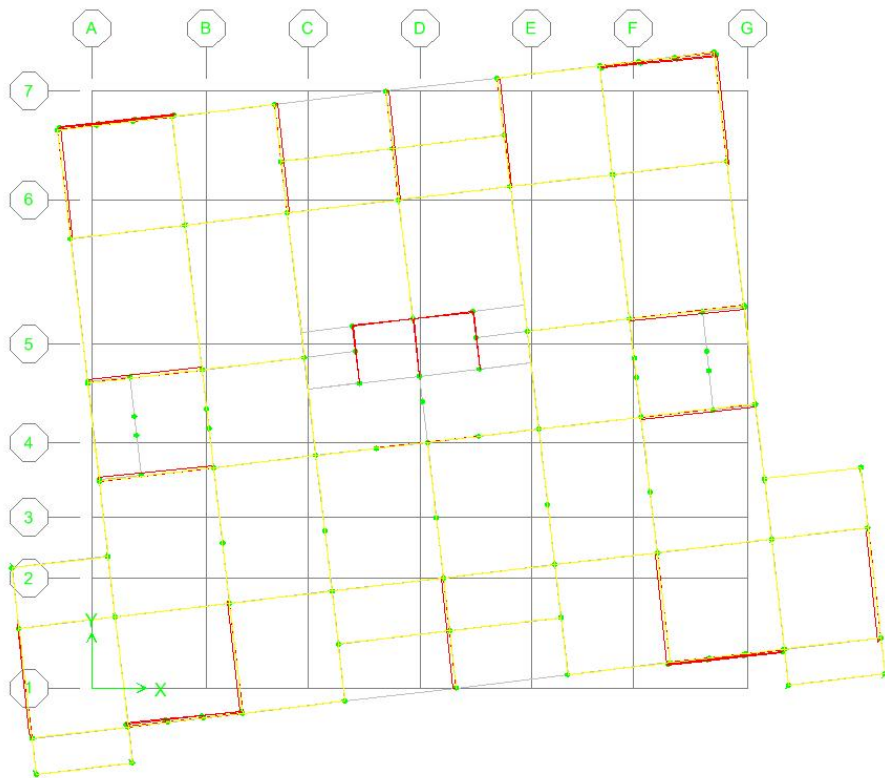


Figure V.4 : Mode de vibration 3 ; torsion de période $T_3=0,800772$

Chapitre VI

ETUDE SOUS CHARGES HORIZONTALES

CHAPITRE VI

VI) ETUDE DES CHARGES HORIZONTALES

VI-1) ETUDE AU VENT :

VI-1-1) Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage.

VI-1-2) Application de RNV 99 :

- la vérification de la stabilité d'ensemble:

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (chapitre 2 Article 1.1.3 RNV99).

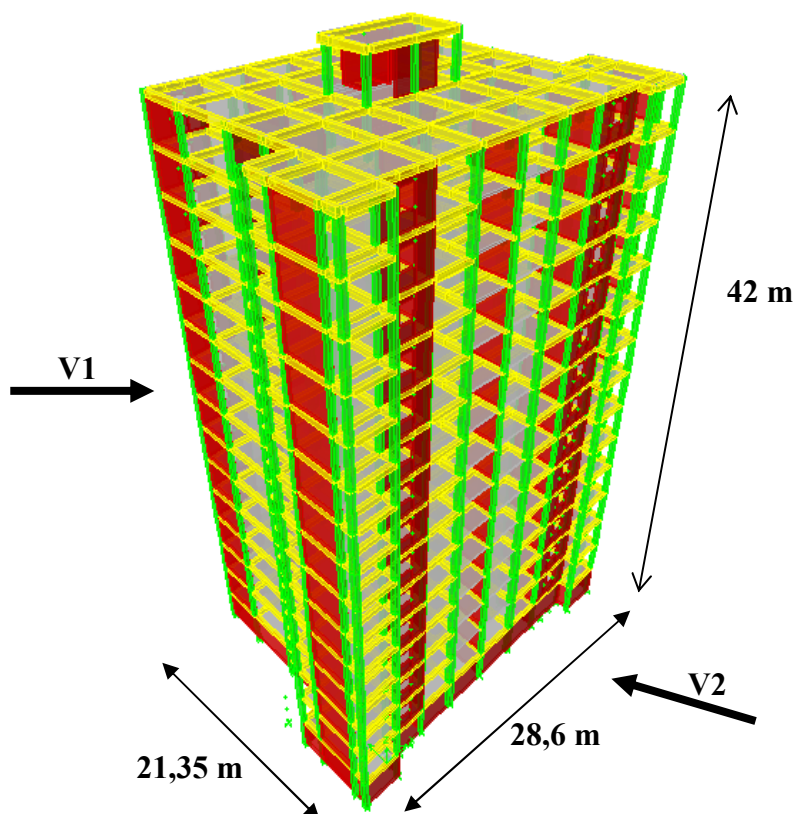


Figure VI.1 : Action du vent

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

VI-1-2-1) Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction due à l'imparfaite corrélation des pressions exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification due à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale de la structure.

- Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque (RNV figure 3-1 Page 64)
Pour :

Sens x:

$h = 42,6$ m; $b = 21,35$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0,94$

Sens y:

$h = 42,6$ m ; $b = 28,6$ m.

Après l'interpolation : $C_d = 0,93$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc, notre structure est peut sensible aux excitations dynamiques.

VI-1-2-2) Détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maitre-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à L'article 3.1.1 de L' RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

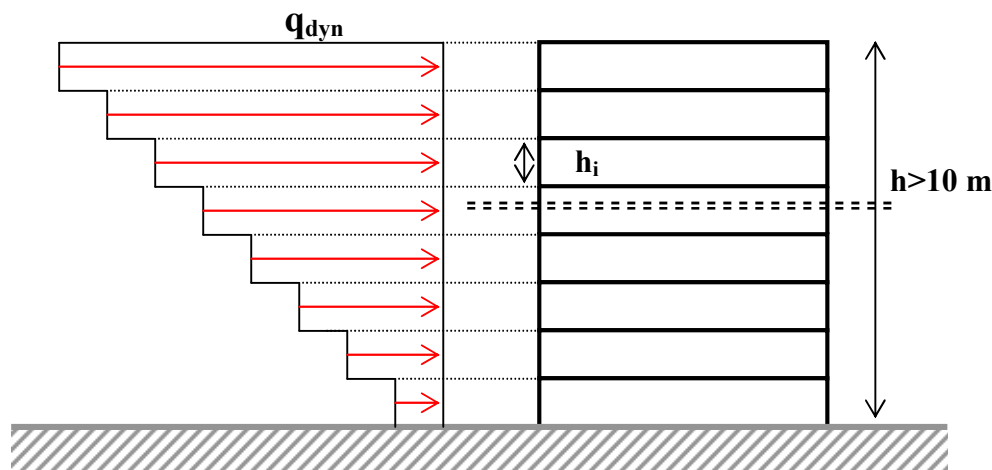


Figure VI.2 : Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante :

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \quad ; t > 5 \text{ans}$$

Z_j : Distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j verticalement.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée tirée du tableau en fonction de la zone de vent (annexe 1 page 101).

$$\text{Zone I} \rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2.$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e est calculé par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7K_T}{(C_t(Z) \times C_r(Z))} \right].$$

C_t : Coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsqu'il souffle sur des obstacles. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99 page 60).
Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, qui traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{cases} Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \\ Z \leq Z_{min} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \end{cases}$$

K_T : Facteur de terrain

Z_0 : Paramètre de rugosité

Z_{min} : Hauteur minimale

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 RNV99 page59) on tire que :

La catégorie de notre terrain est la catégorie I (En bord de mer)

$$\begin{cases} K_T = 0,17 \\ Z_0 = 0,01 \text{ m} \\ Z_{min} = 2 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,13 \end{cases}$$

Tableau 14. Pression dynamique du vent

Etage	Zj (m)	Cr(z)	Ct(z)	Ce(z)	Q ref (N/m²)	Q dyn (N/m²)
RDC	1,5	0,900714	1	1,88313	375	706,17571
1	4,5	1,0385721	1	2,31453	375	867,94978
2	7,5	1,1254124	1	2,6057	375	977,1727
3	10,5	1,1826127	1	2,8058	375	1052,205
4	13,5	1,2253362	1	2,95959	375	1109,8495
5	16,5	1,2594502	1	3,08496	375	1156,8601
6	19,5	1,2878494	1	3,19109	375	1196,6613
7	22,5	1,3121765	1	3,28329	375	1231,2365
8	25,5	1,3334543	1	3,36491	375	1261,8415
9	28,5	1,3523626	1	3,43819	375	1289,3235
10	31,5	1,3693768	1	3,50475	375	1314,2817
11	34,5	1,384842	1	3,56574	375	1337,1560
12	37,5	1,3990169	1	3,62207	375	1358,2793
13	40,5	1,4121003	1	3,67442	375	1377,9099
Acrotère	42,6	1,4206942	1	3,70899	375	1390,8742

VI-1-2-3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieures C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

«S» désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a- Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure VI.3 ci-après

Sens y : $h = 42,6 \text{ m}$; $b = 28,6 \text{ m}$; $d = 21,35 \text{ m}$

A partir du paragraphe (1.1.2 RNV99 page 79) on tire :

$$e = \text{Min}(b ; 2h)$$

$$\Rightarrow e = \text{Min}(28,6 ; 2 \times 42,6)$$

$$e = 28,6 \text{ m}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 28,6 \text{ m}$

h : La hauteur totale de la construction.

$$\text{On a : } d = 21,35 \text{ m} < e = 28,6 \text{ m}$$

$$A' = e/5 = 5,72 \text{ m}$$

$$B' = d - A' = 15,63 \text{ m}$$

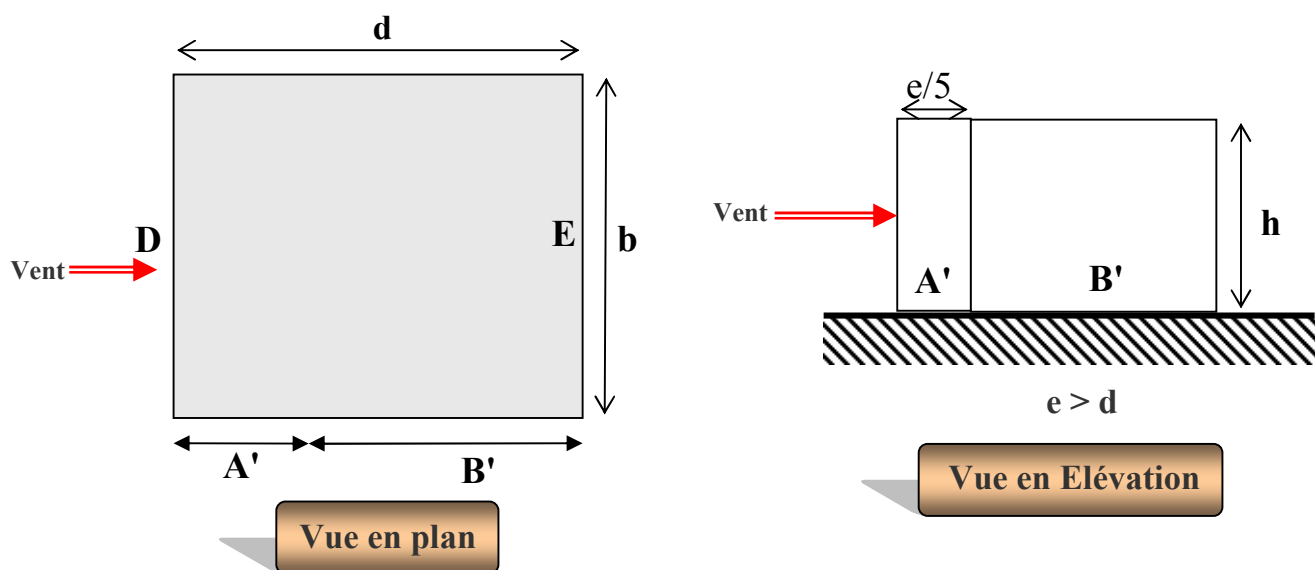


Figure VI.3 : légende pour les parois verticales

D'après le tableau 5.1 (RNV Page80) on aura :

Tableau 15. C_{pe} pour les parois verticales dans le sens Y

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

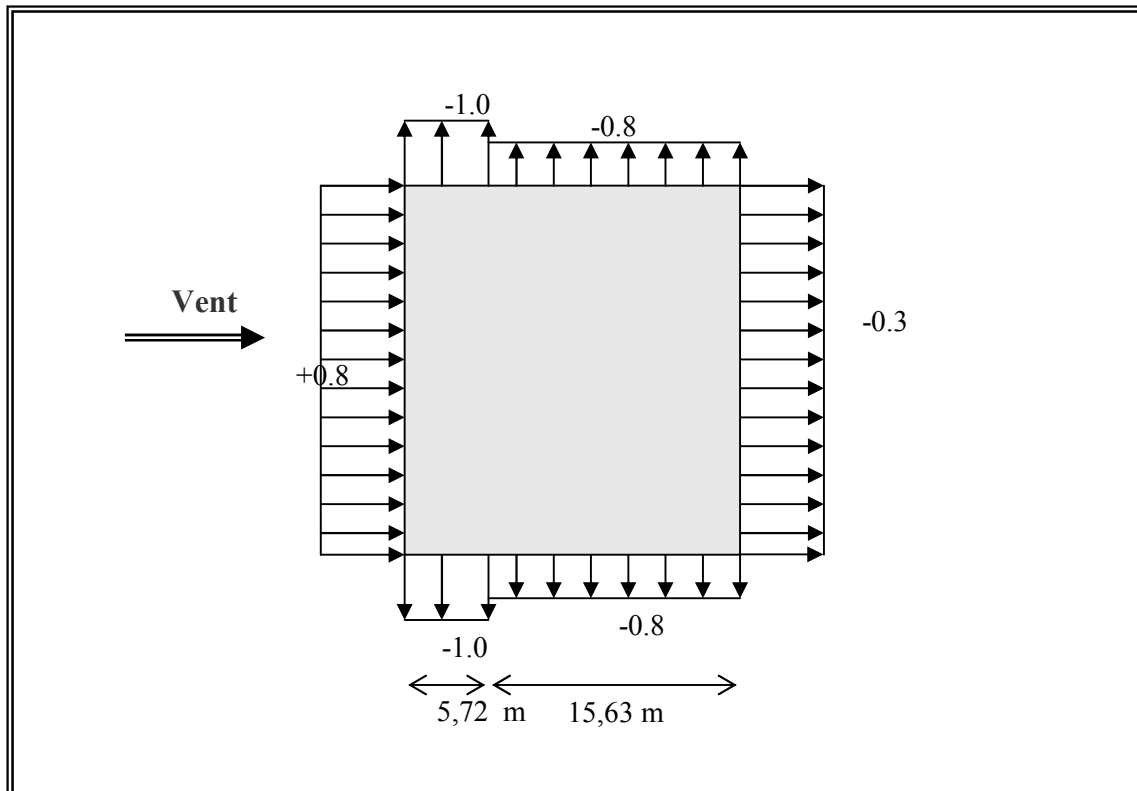


Figure VI.4 : La Répartition du vent sur les parois verticales dans le sens Y

Sens x : $h = 42,6\text{m}$; $b = 21,35\text{ m}$; $d = 28,6\text{ m}$

A partir du paragraphe (1.1.2 RNV99 page 79) on tire :

$$e = \text{Min} (b ; 2h)$$

$$\Rightarrow e = \text{Min} (21,35 ; 2 \times 42,6)$$

$$e = 21,35\text{ m}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction. $b = 21,35\text{ m}$

h : La hauteur totale de la construction.

On a :

$$e = 21,35\text{m} < d = 28,6\text{ m}$$

$$A = e/5 = 4,27\text{ m}$$

$$B = e - A = 17,08\text{ m}$$

$$C = d - e = 7,25\text{ m}$$

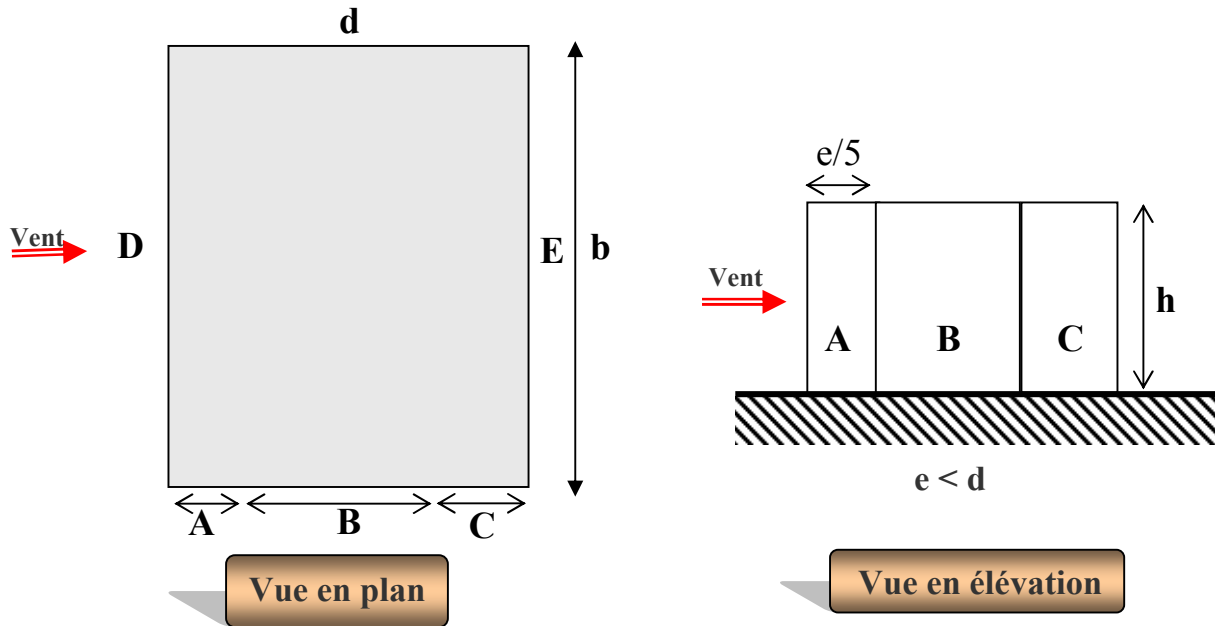


Figure VI.5 : légende pour les parois verticales

D'après le tableau 5.1 (RNV Page80) on aura :

Tableau 16. C_{pe} pour les parois verticales dans le sens X

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

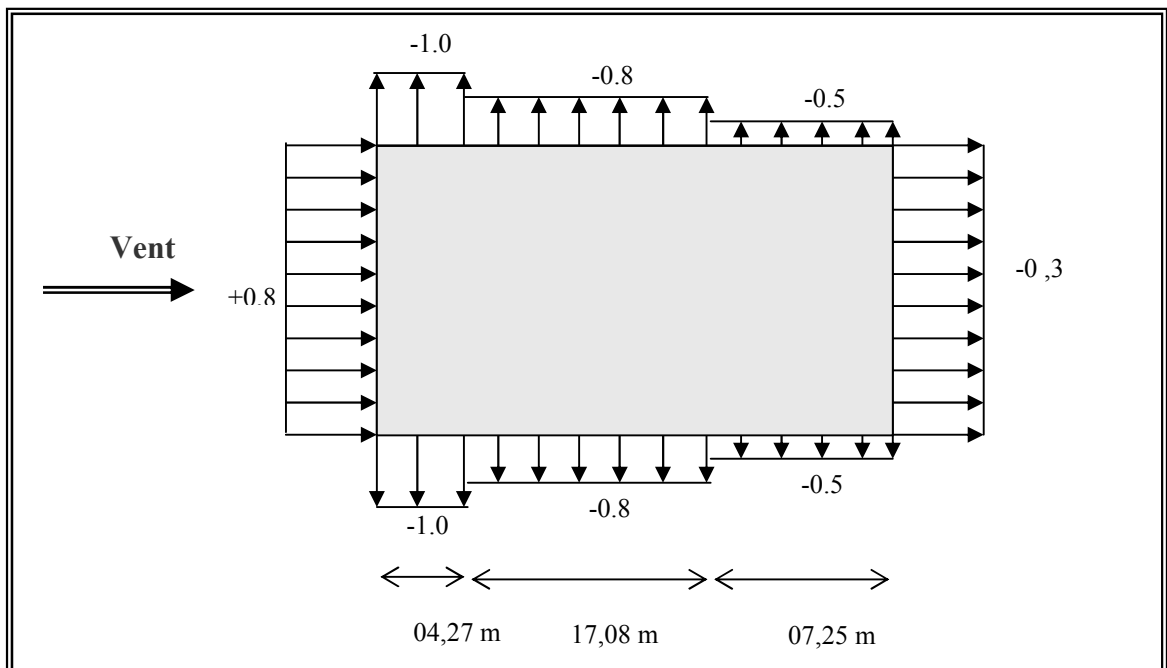


Figure VI.6 : La Répartition du vent sur les parois verticales dans le sens X

b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure VI.7 ci-après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 Page81).

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: Dimension du coté perpendiculaire au vent.

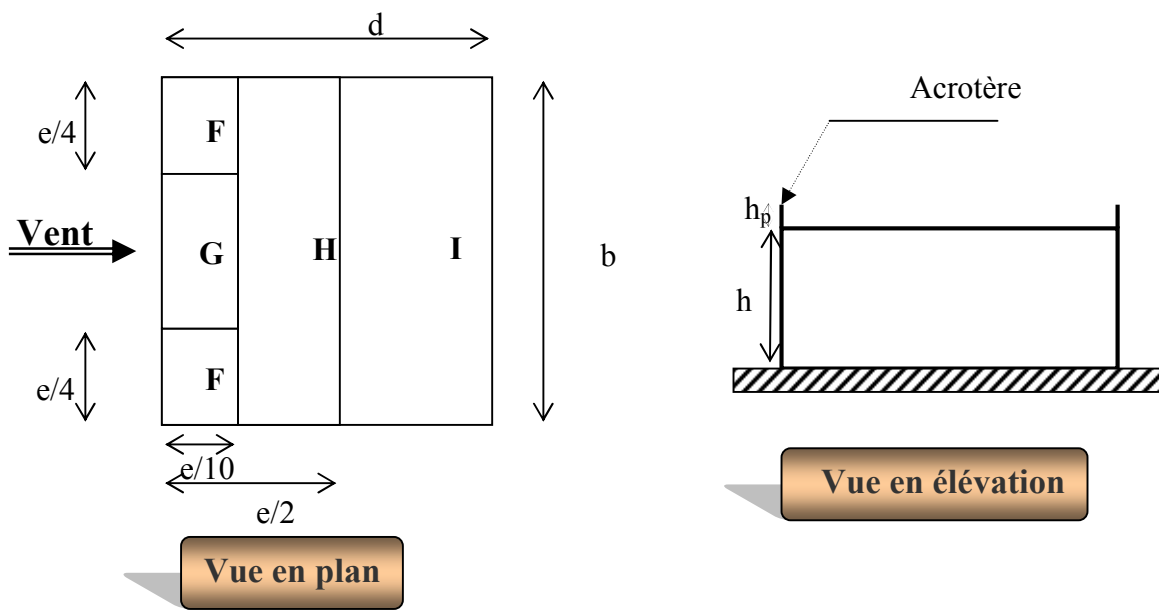


Figure VI.7: Légende pour les toitures plates

Tableau 17. Coefficient de pression extérieure de la toiture plate

		ZONE			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/42,60 = 0,0141$

Donc on prend les valeurs suivantes :

Zone F : $C_{pe.10} = -1,6$

Zone G : $C_{pe.10} = -1,1$

Zone H : $C_{pe.10} = -0,7$

Zone I : $C_{pe.10} = \pm 0,2$

VI-1-2-4) Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$ (Article 2.2 Page93).

VI-1-2-5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Alors on aura les tableaux suivants :

$$C_{pi} = + 0.8$$

Tableau 18. Coefficient de pression de vent pour $c_{pi}=0,8$

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p,10}$	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5
I	0.8	-0.2	-1
I	0.8	0.2	-0.6

$$C_{pi} = - 0.5$$

Tableau 19. Coefficient de pression de vent pour $c_{pi}=-0,5$

Zone	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2
I	-0.5	-0.2	0.3
I	-0.5	0.2	0.7

VI-1-2-6) Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

$W(Z_j)$ (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple $Z_j = 25,5$ m donc : $Q_{dyn} = 1261,841575$ N/m^2

$$C_{pi} = +0,8$$

Sens-x :

Tableau 20. Pression due au vent (sens-x) pour $c_{pi} = 0,8$

Zone	C_p	C_d	$w(z_j)$	q_j
A	-1.8	0.94	-2271.314834	-2135.035944
B	-1.6	0.94	-2018.946519	-1897.809728
C	-1.3	0.94	-1640.394047	-1541.970404
D	0	0.94	0	0
E	-1.1	0.94	-1388.025732	-1304.744188

Sens-y :

Tableau 21. Pression due au vent (sens-y) pour $c_{pi} = 0,8$

Zone	C_p	C_d	$w(z_j)$	q_j
A'	-1.8	0.93	-2271.314834	-2112.322796
B'	-1.6	0.93	-2018.946519	-1877.620263
D	0	0.93	0	0
E	-1.1	0.93	-1388.025732	-1290.863931

$$C_{pi} = -0,5$$

Sens-x :

Tableau 22. Pression due au vent (sens-x) pour $c_{pi} = -0,5$

Zone	C_p	C_d	$w(z_j)$	q_j
A	-0.5	0.94	-630.9207873	-593.0655401
B	-0.3	0.94	-378.5524724	-355.839324
C	0	0.94	0	0
D	1.3	0.94	1640.394047	1541.970404
E	0.2	0.94	252.3683149	237.226216

Sens-y :

Tableau 23. Pression due au vent (sens-y) pour $c_{pi} = -0,5$

Zone	C_p	C_d	$w(z_j)$	q_j
A'	-0.5	0.93	-630.9207873	-586.7563322
B'	-0.3	0.93	-378.5524724	-352.0537993
D	1.3	0.93	1640.394047	1525.566464
E	0.2	0.93	252.3683149	234.7025329

VI-1-2-7) Calcul des forces de frottement:

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

j : Indique l'élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : Distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j verticalement.

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles les rapports $\frac{d}{b} \geq 3$, et $\frac{d}{h} \geq 3$ soient vérifiés, ou « b » est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, « h » la hauteur de la construction, et « d » la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x: $b = 21,35$ m ; $d = 28,6$ m; $h = 42,6$ m

$$\frac{d}{b} = \frac{28,6}{21,35} = 1,34 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{28,6}{42,6} = 0,67 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y: $b = 28,6$ m; $d = 21,35$ m; $h = 42,6$ m

$$\frac{d}{b} = \frac{21,35}{28,6} = 0,75 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21,35}{42,6} = 0,50 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc : Pas de force de frottement.

VI-1-2-8) Détermination de la force résultante :

La force résultante « R » se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

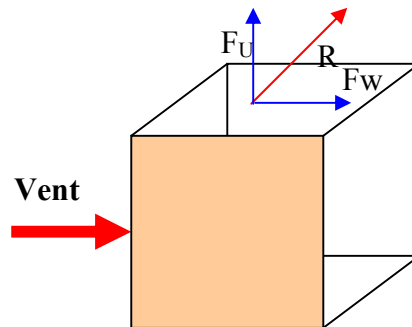


Figure VI.8 : La Résultante des forces R

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : Composante verticale des forces appliquées à la toiture ou bien force de soulèvement.

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

\sum : La somme vectorielle (pour tenir en compte le sens des forces)

q_j : Pression du vent exercée sur l'élément de surface j.

S_j : Aire de l'élément de surface j.

F_{frj} : Forces de frottements éventuels.

L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux 24 et 25 suivant :

VI-1-2-9) Remarque :

- ✦ Pour le cas : $C_{pi} = +0,8$ on a sur la zone D : $C_p = 0$
- ✦ Pour le cas : $C_{pi} = -0,5$ on a sur la zone D : $C_p = +1,3$ et sur la zone E $C_p = +0,2$
Donc on prend la valeur $C_p = 1,5$ (dans le tableau pour faire la somme directement)

Tableau 24. La force résultante du vent pour $C_{pi} = +0,8$

Etage	Zj (m)	Cp	s(x,x)m ²	s(y,y)m ²	Qdyn (N/m2)	qj(x)	qj(y)	R(x)N	R(y)N	
RDC	1.5	-1.1	85.8	64.05	706.1757102	-730.18568	-722.4177515	-62649.93	-46270.85698	zone E
1	4.5	-1.1	85.8	64.05	867.9497888	-897.46008	-887.912634	-77002.08	-56870.80421	zone E
2	7.5	-1.1	85.8	64.05	977.172743	-1010.3966	-999.6477161	-86692.03	-64027.43621	zone E
3	10.5	-1.1	85.8	64.05	1052.20575	-1087.9807	-1076.406483	-93348.75	-68943.83522	zone E
4	13.5	-1.1	85.8	64.05	1109.849551	-1147.5844	-1135.37609	-98462.74	-72720.83858	zone E
5	16.5	-1.1	85.8	64.05	1156.860199	-1196.1934	-1183.467984	-102633.4	-75801.12435	zone E
6	19.5	-1.1	85.8	64.05	1196.661311	-1237.3478	-1224.184521	-106164.4	-78409.01855	zone E
7	22.5	-1.1	85.8	64.05	1231.2365	-1273.0985	-1259.554939	-109231.9	-80674.49386	zone E
8	25.5	-1.1	85.8	64.05	1261.841575	-1304.7442	-1290.863931	-111947.1	-82679.83477	zone E
9	28.5	-1.1	85.8	64.05	1289.323575	-1333.1606	-1318.978017	-114385.2	-84480.54198	zone E
10	31.5	-1.1	85.8	64.05	1314.281726	-1358.9673	-1344.510206	-116599.4	-86115.87867	zone E
11	34.5	-1.1	85.8	64.05	1337.156029	-1382.6193	-1367.910618	-118628.7	-87614.67507	zone E
12	37.5	-1.1	85.8	64.05	1358.279384	-1404.4609	-1389.51981	-120502.7	-88998.74385	zone E
13	40.5	-1.1	85.8	64.05	1377.909931	-1424.7589	-1409.601859	-122244.3	-90284.9991	zone E
Acrotère	42.6	-2.4	17.16	9.12	1390.874222	-3137.8122	-3104.431263	-53844.86	-28312.41312	zone F
	42.6	-1.9	17.16	9.12	1390.874222	-2484.1014	-2457.67475	-42627.18	-22413.99372	zone G
	42.6	-1.5	17.16	9.12	1390.874222	-1961.1327	-1940.26954	-33653.04	-17695.2582	zone H
	42.6	-1	17.16	9.12	1390.874222	-1307.4218	-1293.513026	-22435.36	-11796.8388	zone I
	42.6	-0.6	17.16	9.12	1390.874222	-784.45306	-776.1078158	-13461.21	-7078.103281	zone I
la Somme								-1606514	-1151189.689	

R_x = - 1606,514 KN

R_y = - 1151,689 KN

Tableau 25. La force résultante du vent pour $C_{pi} = -0,5$

Etage	Z_j (m)	C_p	$s(x,x)m^2$	$s(y,y)m^2$	Q_{dyn} (N/m ²)	$q_j(x)$	$q_j(y)$	$R(x)N$	$R(y)N$	
RDC	1.5	1.5	85.8	64.05	706.1757102	995.70775	985.11512	85431.725	63096.623	zone E et D
1	4.5	1.5	85.8	64.05	867.9497888	1223.8092	1210.79	105002.83	77551.097	zone E et D
2	7.5	1.5	85.8	64.05	977.172743	1377.8136	1363.156	118216.4	87310.14	zone E et D
3	10.5	1.5	85.8	64.05	1052.20575	1483.6101	1467.827	127293.75	94014.321	zone E et D
4	13.5	1.5	85.8	64.05	1109.849551	1564.8879	1548.2401	134267.38	99164.78	zone E et D
5	16.5	1.5	85.8	64.05	1156.860199	1631.1729	1613.82	139954.63	103365.17	zone E et D
6	19.5	1.5	85.8	64.05	1196.661311	1687.2924	1669.3425	144769.69	106921.39	zone E et D
7	22.5	1.5	85.8	64.05	1231.2365	1736.0435	1717.5749	148952.53	110010.67	zone E et D
8	25.5	1.5	85.8	64.05	1261.841575	1779.1966	1760.269	152655.07	112745.23	zone E et D
9	28.5	1.5	85.8	64.05	1289.323575	1817.9462	1798.6064	155979.79	115200.74	zone E et D
10	31.5	1.5	85.8	64.05	1314.281726	1853.1372	1833.423	158999.17	117430.74	zone E et D
11	34.5	1.5	85.8	64.05	1337.156029	1885.39	1865.3327	161766.46	119474.56	zone E et D
12	37.5	1.5	85.8	64.05	1358.279384	1915.1739	1894.7997	164321.92	121361.92	zone E et D
13	40.5	1.5	85.8	64.05	1377.909931	1942.853	1922.1844	166696.79	123115.91	zone E et D
Acrotère	42.6	-1.1	17.16	9.12	1390.874222	-1438.1639	-1422.8643	-24678.893	-12976.523	zone F
	42.6	-0.6	17.16	9.12	1390.874222	-784.45306	-776.10782	-13461.215	-7078.1033	zone G
	42.6	-0.2	17.16	9.12	1390.874222	-261.48435	-258.70261	-4487.0715	-2359.3678	zone H
	42.6	0.3	17.16	9.12	1390.874222	392.22653	388.05391	6730.6073	3539.0516	zone I
	42.6	0.7	17.16	9.12	1390.874222	915.19524	905.45912	15704.75	8257.7872	zone I
la Somme								1944116.3	1440146.1	

 $R_x = + 1944,116 \text{ KN}$ $R_y = + 1440,146 \text{ KN}$

VI-2) ETUDE SISMIQUE :

VI-2-1) Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

VI-2-2) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; Ces forces sismiques peuvent être calculées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

■ **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au RPA99 chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II_a et à 30m en zones II_b et III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1.), les conditions complémentaires suivantes :

✦ **Zone I** : tous groupes

✦ **Zone IIa** :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

✦ **Zone IIb et III** :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

■ Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

■ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

◆ Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

✓ Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à ALGER (**Zone III**), il sera classé au groupe d'usage 2.

◆ Classification de site :

D'après l'article (3.3 RPA99 version2003) ; les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble).
- **Catégorie S4** (site très meuble).

Tableau 26. Classification des sites

catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S ₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S ₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0,4	≥ 400 < 800
S ₃	Meuble	1,5~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0,1~0,4	≥ 200 < 400
S ₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle	< 1,5	< 10	< 1	< 5	< 0,1	≥ 100 < 200

Classification des sites

Notre structure est implantée sur un site de **catégorie S2** (site ferme).

VI-2-3) Méthode d'analyse modale spectrale :

VI-2-3-1) Principe :

Dans cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

VI-2-3-2) Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone

η : Facteur de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement de la structure.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Dans notre cas on a :

- ✦ Pourcentage d'amortissement ξ (pour les deux sens d'excitation sismique)
 $\xi = 10\%$ (**Tableau 4.2 page 26 RPA99**)
- ✦ Coefficient d'accélération de zone A : (**Tableau 4.1 page 26 RPA99**)
 Zone sismique III }
 Groupe d'usage 2 } $\Rightarrow A = 0,25$
- ✦ Coefficient de comportement de la structure R : (**Tableau 4.3 page 28 RPA99**)

On a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Donc :

$$R = 3,5$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{12}}$$

$$\Rightarrow \eta = 0,763$$

✦ Facteur de qualité **Q** (Tableau 4.4 page 30 RPA99)

$$Q = 1 + \sum p_q$$

$$Q = 1,15$$

✦ Périodes associées à la catégorie du site **T1, T2** :(Tableau 4.7 page 33 RPA99)

$$\text{Site de catégorie S2} \quad \begin{cases} T1 = 0,15 \\ T2 = 0,40 \end{cases}$$

VI-2-3-3) nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (Article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VI-2-4) Résultats de calcul :

VI-2-4-1) Périodes et facteurs de participations nodaux :

Tableau 27. Périodes et facteurs de participations nodaux

mode	Période	U_X	U_Y	R_Z	ΣU_X	ΣU_Y	nature
1	0.94454	65.0932	0	0.0102	65.0932	0	translation suivant x
2	0.901844	0	64.7014	0	65.0932	64.7014	translation suivant y
3	0.800772	0.0002	0	63.9905	65.0935	64.7014	torsion
4	0.24094	13.9861	0	0.8485	79.0796	64.7014	
5	0.234181	0	15.5629	0	79.0796	80.2643	
6	0.199977	1.2993	0	14.5098	80.3789	80.2643	
7	0.108366	5.0874	0	0.7044	85.4663	80.2643	
8	0.103689	0	6.108	0	85.4663	86.3723	
9	0.088336	0.9203	0	5.1488	86.3866	86.3723	
10	0.06411	2.6896	0	0.4756	89.0762	86.3723	
11	0.061121	0	3.2786	0	89.0762	89.6509	
12	0.052705	0.5738	0	2.6232	89.65	89.6509	
13	0.044015	1.645	0	0.3172	91.295	89.6509	
14	0.043294	0	1.6027	0	91.295	91.2537	

VI-2-4-2) Déplacement maximum absolu dans chaque niveau :

Tableau 28. Déplacements maximum absolu dans chaque niveau

Niveau	Déplacement maximum (cm)	
	Sens x	Sens y
13 ^{ème} étage	3.8226	3.6155
12 ^{ème} étage	3.5605	3.3484
11 ^{ème} étage	3.2849	3.0748
10 ^{ème} étage	2.9966	2.7928
09 ^{ème} étage	2.6963	2.5037
08 ^{ème} étage	2.3852	2.2072
07 ^{ème} étage	2.0664	1.9059
06 ^{ème} étage	1.7445	1.6047
05 ^{ème} étage	1.4243	1.3066
04 ^{ème} étage	1.1123	1.0178
03 ^{ème} étage	0.8167	0.7461
02 ^{ème} étage	0.5464	0.4986
01 ^{er} étage	0.3128	0.2860
RDC	0.1304	0.1217
S/SOL	0.0183	0.0212

VI-2-4-3) Les Déplacements maximaux :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant où :

- ✦ Translation : (cm)
- ✦ Rotation : (rad.10⁻³)

Tableau 29. Déplacements maximaux

Direction	3DDL					
	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
Déplacement	3,8226	3,6155	0	0	0	0,42

VI-2-4-4) Réactions à la base :

Tableau 30. Réactions à la base

Spectre	Fx (kN)	Fy (kN)	T (kN)	Mx (kN. m)	My (kN. m)
Ex	6347,9	1,84	66518,95	54,117	192530,2
Ey	1,84	6601,24	83971,54	197774.7	53,142

VI-2-5) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA 99/version 2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport.

$$r = \frac{0,8 V}{V_t}$$

Les résultats de calcul statique équivalent:

Le poids total de la structure est $W_T = 7707,648 \text{ t}$

La période fondamentale : $T_A = C_T * (h_N)^{3/4}$

$$C_T = 0,05$$

$$h_N = 45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_A = 0,868 \text{ sec}$$

$$T_B = (0,09 \times H_N) / \sqrt{D} = 0,757 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T = \min (T_A, T_B) = T_B = 0,757 \text{ sec.}$$

✦ Facteur d'amplification dynamique D : (**Formule 4.2 page 26 RPA99**)

$$T_2 \leq T \leq 3,0\text{s}$$

Donc :

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = 0,763$$

$$D = 1,2463$$

Effort tranchant a la base dans le sens X : $V_t(x) = 6347,92 \text{ KN.}$

Effort tranchant a la base dans le sens Y : $V_t(y) = 6601,24 \text{ KN.}$

Les Résultats obtenus par la méthode statique équivalente sont :

$$V = (A.D.Q/R) \times W_t$$

$$V = 7890,68 \text{ KN.}$$

$$0,8V = 6312,54 \text{ KN}$$

- $V_t(x) > 0,8 V$
- $V_t(y) > 0,8 V$

La condition est vérifiée dans les deux sens.

VI-2-6) Justification de l'effet P-Δ :

D'après l'article 5.9 du (RPA99/VERSION2003)

Les effets du second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_{kx} : correspond au déplacement **relatif** au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de même pour y).

Δ_{ky} : correspond au déplacement **relatif** au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y

$$\Delta_{kx} = (\delta_k)_x - (\delta_{k-1})_x ; \Delta_{ky} = (\delta_k)_y - (\delta_{k-1})_y$$

h_k : hauteur de l'étage k.

si $0,10 < \theta_k < 0,20$ les effet P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats sont présentés dans les tableaux 31 et 32 suivants :

- Sens longitudinale :

Tableau 31. Justification de l'effet P-Δ (sens longitudinale)

niveau	$U_x(cm)$	$U_x(m)$	Δk	$V_x(KN)$	$W(t)$	$P_k(KN)$	$h(m)$	θ
13	3.8226	0.038226	0.002621	1214.47	556.513	5624.67	3	0.00404628
12	3.5605	0.035605	0.002756	2049.23	515.384	10511.03	3	0.00471208
11	3.2849	0.032849	0.002883	2717.26	515.384	15397.39	3	0.00544552
10	2.9966	0.029966	0.003003	3287.01	515.384	20334.38	3	0.00619247
9	2.6963	0.026963	0.003111	3778.18	530.339	25271.37	3	0.00693625
8	2.3852	0.023852	0.003188	4206.44	530.339	30208.36	3	0.00763149
7	2.0664	0.020664	0.003219	4596.5	530.339	35195.97	3	0.00821609
6	1.7445	0.017445	0.003202	4954.63	547.075	40183.58	3	0.0086564
5	1.4243	0.014243	0.00312	5281.71	548.335	45171.2	3	0.00889448
4	1.1123	0.011123	0.002956	5581.86	649.441	50209.43	3	0.00886318
3	0.8167	0.008167	0.002703	5844.49	658.439	55247.67	3	0.00851711
2	0.5464	0.005464	0.002336	6059.61	694.2956	60285.91	3	0.00774681
1	0.3128	0.003128	0.001824	6226.45	730.1522	65374.77	3	0.00638371
RDC	0.1304	0.001304	0.001121	6324.26	766.0088	70463.63	3	0.00416332
S/SOL	0.0183	0.000183	0.000183	6347.9	766.0088	77076.48	3	0.00074066

- Sens transversale :

Tableau 32. Justification de l'effet P-Δ (sens transversale)

niveau	Uy(cm)	Uy(m)	Δk	Vy (KN)	W(t)	Pk (KN)	h(m)	θ
13	3.6155	0.036155	0.002671	1313.93	556.513	5624.67	3	0.00381134
12	3.3484	0.033484	0.002736	2174.04	515.384	10511.03	3	0.00440933
11	3.0748	0.030748	0.00282	2849.16	515.384	15397.39	3	0.00507993
10	2.7928	0.027928	0.002891	3413.76	515.384	20334.38	3	0.00574017
9	2.5037	0.025037	0.002965	3905.25	530.339	25271.37	3	0.00639563
8	2.2072	0.022072	0.003013	4340.35	530.339	30208.36	3	0.00699005
7	1.9059	0.019059	0.003012	4734.77	530.339	35195.97	3	0.00746325
6	1.6047	0.016047	0.002981	5099.27	547.075	40183.58	3	0.00783035
5	1.3066	0.013066	0.002888	5439.16	548.335	45171.2	3	0.00799477
4	1.0178	0.010178	0.002717	5752.09	649.441	50209.43	3	0.00790548
3	0.7461	0.007461	0.002475	6027.96	658.439	55247.67	3	0.00756132
2	0.4986	0.004986	0.002126	6263.84	694.2956	60285.91	3	0.00682052
1	0.286	0.00286	0.001643	6454.5	730.1522	65374.77	3	0.00554707
RDC	0.1217	0.001217	0.001005	6569.18	766.0088	70463.63	3	0.00359334
S/SOL	0.0212	0.000212	0.000212	6601.24	766.0088	77076.48	3	0.00082511

Conclusion

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 10% à tous les niveaux, l'effet du second ordre P-Δ peut être négligé.

VI-2-7) Vérification des déplacements inter-étages:

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste en la vérification des déplacements inter-étage. Cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. **La stabilité structurelle.**
2. **L'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.**
3. **Le confort humain durant et après les effets du séisme.**

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99/version2003**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{k \max} \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e \quad \text{où}$$

h_e : Hauteur de l'étage.

$$\text{Où : } \Delta_{kx} = (\delta_k)_x - (\delta_{k-1})_x$$

Δ_{kx} : correspond au déplacement **relatif** au niveau k par rapport au niveau $k-1$ dans le sens x (et de même dans le sens y, Δ_{ky}).

Avec : $(\delta_k)_x ; (\delta_k)_y$: Déplacement absolu horizontal au niveau k dans le sens x et dans le sens y .

$$(\delta_k)_x = R (\delta_{ek})_x$$

$$(\delta_k)_y = R (\delta_{ek})_y$$

$(\delta_{ek})_x ; (\delta_{ek})_y$: Déplacements dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) dans le sens x et dans le sens y.

R : coefficient de comportement.

$$R = 3,5$$

✓ Résultats des déplacements inter-étages :

Tableau 33. Résultats de déplacements inter-étages

niveau	$U_x(mm)$	$\Delta_{kx}(mm)$	$R^* \Delta_{kx}(mm)$	$U_y(mm)$	$\Delta_{ky}(mm)$	$R^* \Delta_{ky}(mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$
13	38.226	2.621	9.1735	36.155	2.671	9.3485	30
12	35.605	2.756	9.646	33.484	2.736	9.576	30
11	32.849	2.883	10.0905	30.748	2.82	9.87	30
10	29.966	3.003	10.5105	27.928	2.891	10.1185	30
9	26.963	3.111	10.8885	25.037	2.965	10.3775	30
8	23.852	3.188	11.158	22.072	3.013	10.5455	30
7	20.664	3.219	11.2665	19.059	3.012	10.542	30
6	17.445	3.202	11.207	16.047	2.981	10.4335	30
5	14.243	3.12	10.92	13.066	2.888	10.108	30
4	11.123	2.956	10.346	10.178	2.717	9.5095	30
3	8.167	2.703	9.4605	7.461	2.475	8.6625	30
2	5.464	2.336	8.176	4.986	2.126	7.441	30
1	3.128	1.824	6.384	2.86	1.643	5.7505	30
RDC	1.304	1.121	3.9235	1.217	1.005	3.5175	30
S/SOL	0.183	0.183	0.6405	0.212	0.212	0.742	30

Conclusion:

Les déplacements inter -étages sont inférieurs aux valeurs limites imposées par le **RPA99/version 2003**.

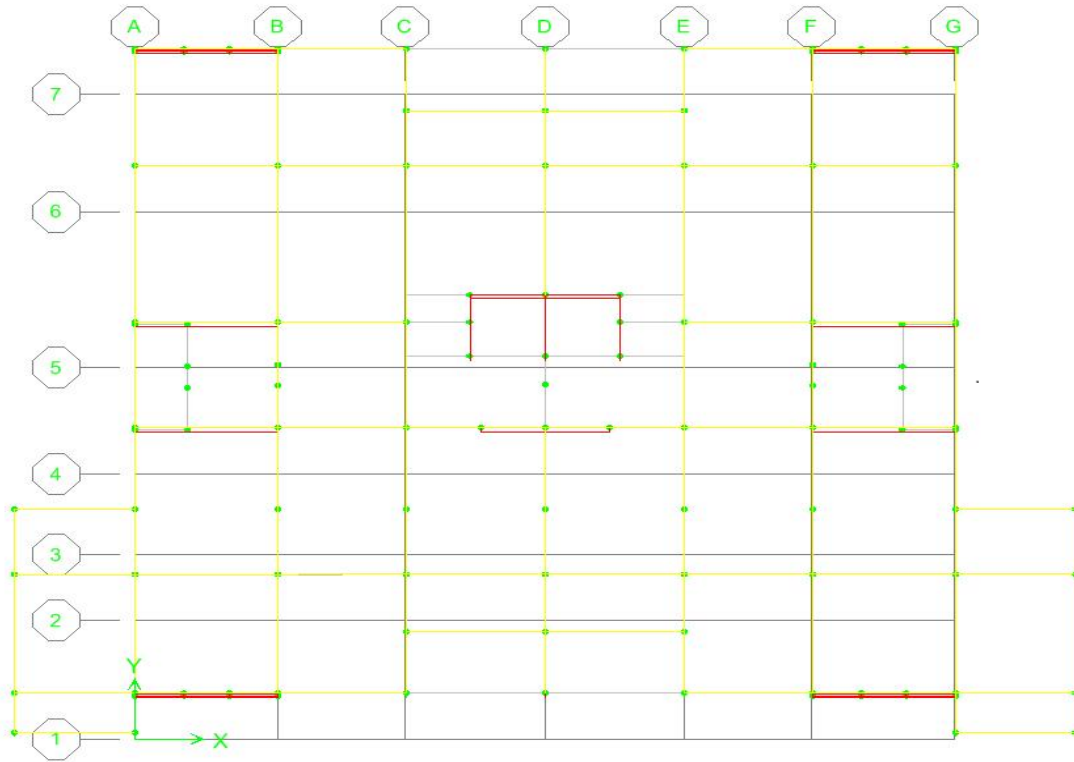


Figure VI.9 : Translation suivant l'axe X de période $T_1=0,94454$

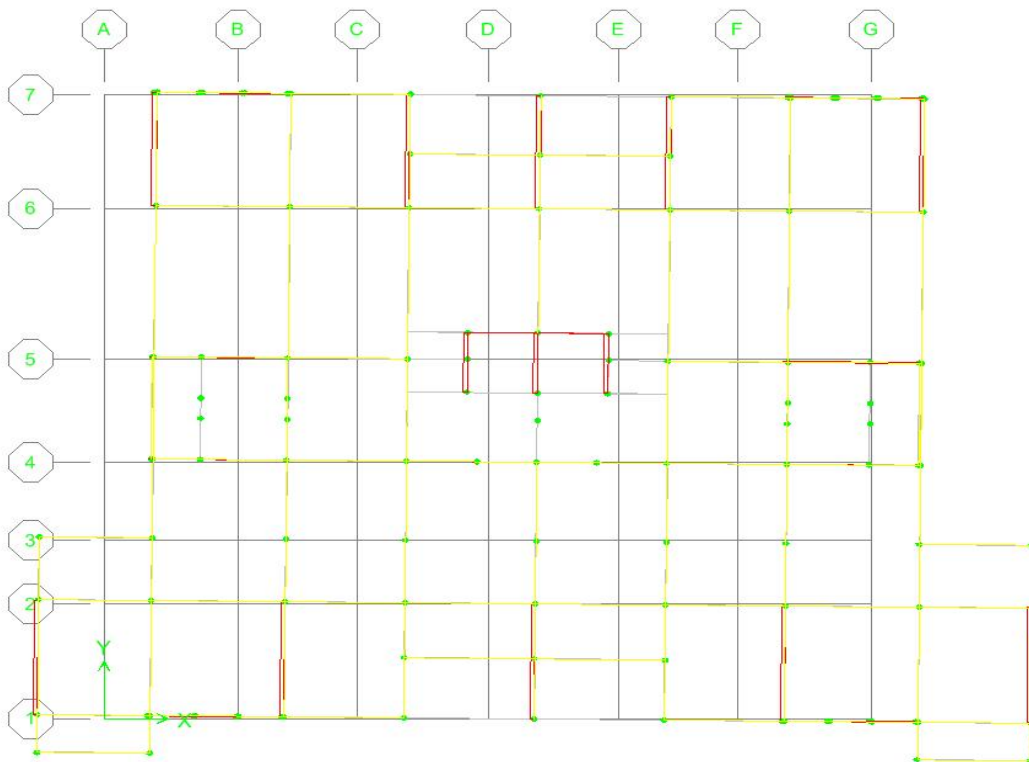


Figure VI.10 : Translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,901844$

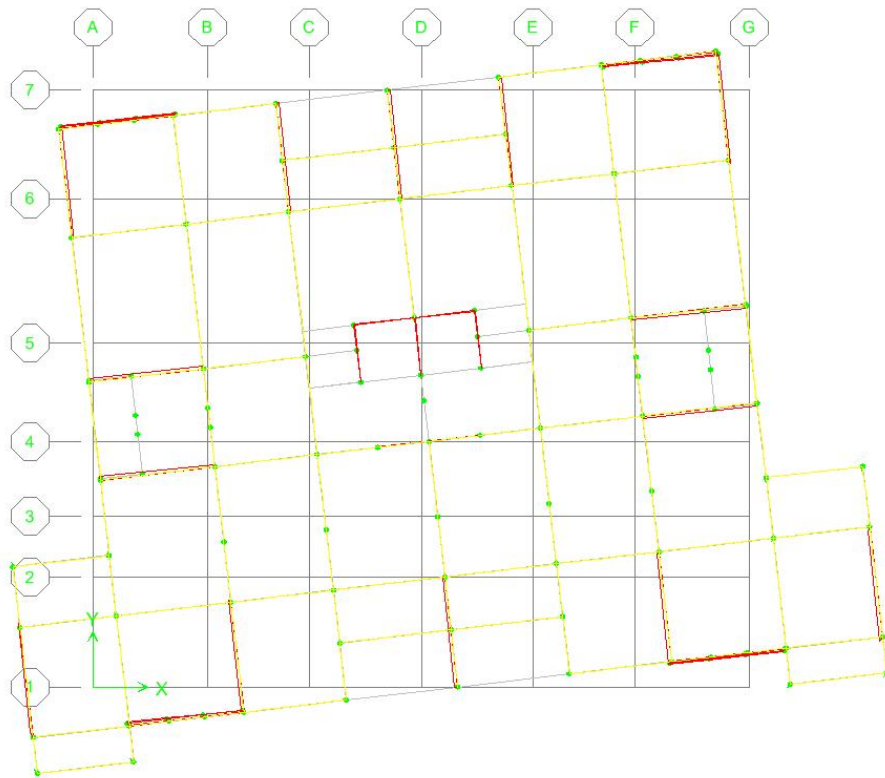


Figure VI.11 : Mode de vibration 3 ; torsion de période $T_3=0,800772$

Chapitre VII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE VII

VII) FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

VII-1) FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la structure vers les fondations. un poteau est soumis à un effort normal « N » et a un moment de flexion « M » dans les deux sens (M_{x-x} , M_{y-y}) donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

VII-1-1) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✦ **Selon BAEL 91** : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (ELU)

✦ **Selon le R.P.A 99** : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

○ $1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots C_1$

○ $G+Q\pm E_x \dots\dots\dots C_2$

○ $G+Q\pm E_y \dots\dots\dots C_3$

○ $0,8G\pm E_x \dots\dots\dots C_4$

○ $0,8G\pm E_y \dots\dots\dots C_5$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1^{ere}) $N^{\max}, M^{\text{corr}}$

2^{eme}) $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

3^{eme}) $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

4^{eme}) $M^{\min}, N^{\text{corr}}$

Chacune de ces combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des quatre valeurs (cas le plus défavorable).

VII-1-2) Recommandation du RPA99/Version 2003 :

D'après l'article 7.4.2 du RPA99/version 2003 ; les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en **zone sismique III** est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\min} = A_s > 0,9\% \text{ (zone III)}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).
- ✓ La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données comme suit :

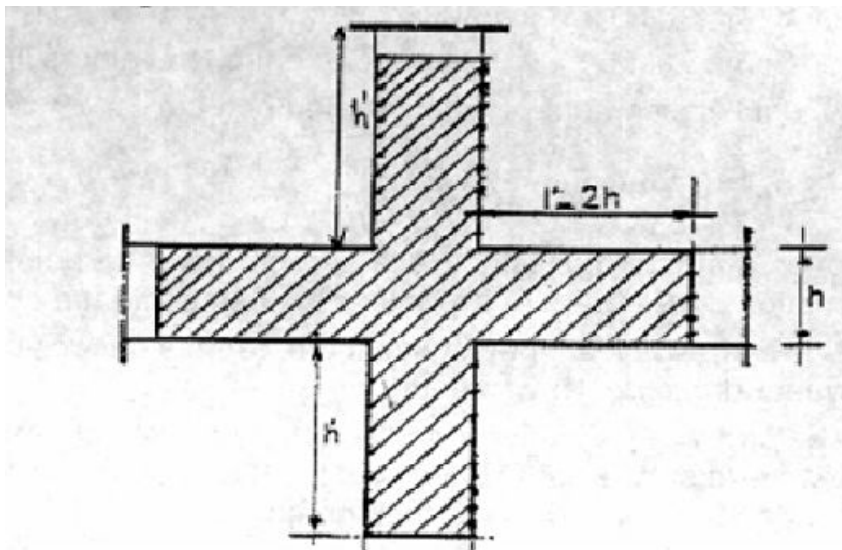


Figure VII.1 : Zone nodale

VII-1-3) Identification des poteaux :

- Nous avons pour les poteaux centraux :
 - S/SOL, RDC, 1^{ère} étage : Poteaux 45x90
 - 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage : Poteaux 45x75
 - 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : Poteaux 45x60
 - 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage : Poteaux 45x45
 - 11, 12, 13^{ème} étage, SDM : Poteaux 45x30
- Nous avons pour les poteaux de rive :
 - Tous les étages : Poteaux 45x45
- Nous avons pour les poteaux d'angle :
 - Tous les étages : Poteaux 35x35

VII-1-4) Résultats du Logiciel ETABS 9.7.0 :

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel **ETABS9.7.0** sont résumés dans les tableaux au-dessous.

▪ Poteau central (45x90) :

- ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C58 étage 1** C_1
- ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C01 S/sol** C_4
- ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 1** C_3
- ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C21 étage 1** C_3

▪ Poteau central (45x75) :

- ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C58 étage 4** C_1
- ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C01 étage 2** C_4
- ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 4** C_3
- ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 4** C_3

▪ Poteau central (45x60) :

- ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C59 étage 7** C_1
- ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C01 étage 5** C_4
- ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 7** C_3
- ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 7** C_3

▪ Poteau central (45x45) :

- ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C59 étage 10** C_1
- ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C01 étage 08** C_4
- ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C58 étage 10** C_2
- ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C08 étage 10** C_3

▪ Poteau central (45x30) :

- ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C07 SDM** C_1
- ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C01 étage 11** C_4
- ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C58 étage 11** C_3
- ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C59 étage 11** C_2

- Poteau de rive (45x45) :
 - ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C39 étage 13** C_5
 - ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C48 RDC** C_3
 - ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C35 étage 07** C_3
 - ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C35 étage 07** C_3

- Poteau d'angle (35x35) :
 - ✓ Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C26 RDC** C_3
 - ✓ Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C26 RDC** C_5
 - ✓ Pour (M^{\min} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C25 étage 3** C_3
 - ✓ Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C25 étage 3** C_3

VII-1-5) Efforts internes dans les poteaux dus au combinaison les plus défavorables :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons (effort normal, Moment) donnés par le logiciel **ETABS9.7.0** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 34. Efforts internes dans les poteaux

Poteau	Section [cm ²]	N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{min} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]
Poteau central	45x90	2545.13	15.377	314.71	76.8	-202.5	1606.34	212.437	744.81
combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G±E_x		G+Q±E_y		G+Q±E_y	
Poteau central	45x75	1819.27	17.269	238.2	131.249	-197.59	1115.68	189.935	755.85
combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G±E_x		G+Q±E_y		G+Q±E_y	
Poteau central	45x60	1255.86	19.412	170.13	146.047	-171.327	684.5	186.232	565.09
combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G±E_x		G+Q±E_y		G+Q±E_y	
Poteau central	45x45	771.22	18.56	87.85	131.018	-133.356	340.33	143.92	322.21
combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G±E_x		G+Q±E_x		G+Q±E_y	
Poteau central	45x30	365.02	13.062	-145.67	58.866	-104.984	264.92	104.985	117.32
combinaisons		1,35G+1,5Q		0,8G±E_x		G+Q±E_y		G+Q±E_x	
Poteau de rive	45x45	1521.68	-49.949	1.31	128.195	-140.139	379.72	139.161	276.94
combinaisons		0,8G±E_y		G+Q±E_y		G+Q±E_y		G+Q±E_y	
Poteau d'angle	35x35	1347.53	-30.668	-716.49	26.015	-52.357	784.66	58.873	-316.78
combinaisons		G+Q±E_y		0,8G±E_y		G+Q±E_y		0,8G±E_y	

VII-1-6) Ferrailage longitudinale :

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normal. Nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants:

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons des charges citées au paragraphe précédent

VII-1-6-1) Section partiellement comprimée :

Une section est dite partiellement comprimée si l'effort normal est un effort de compression ou de traction et si « Le centre de pression C » se trouve à l'extérieur des deux traces d'armatures.

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u (d - h/2)$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right]$$

Si l'effort normal est un effort de compression et si la condition suivante est vérifiée :

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} > B = N_u \times (d - c') - M_{ua} \text{ (en General).}$$

VII-1-6-2) Section entièrement tendue :

Une section est dite entièrement tendue si l'effort normal N est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces des armatures.

$$A_1 = (N_u \times e_{a2}) / (d - c') \sigma_{10}$$

$$A_2 = (N_u \times e_{a1}) / (d - c') \sigma_{10}$$

VII-1-6-3) Section entièrement comprimée :

Une section est entièrement comprimée si l'effort normal est un effort de compression et si le centre de pression se trouve dans le noyau central et si la condition suivante est vérifiée :

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} < B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

- Calcul des Armatures :

Exemple de calcul

Poteaux central 45/90

✓

- 1^{er} cas: (ELU)

$$N_{\max} = 2545,13 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 15,377 \text{ KN.m}$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{\text{bu}} = 14,17 \text{ MPA} \quad (\text{Situation durable}) \quad \theta = 1$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{ug}} + N_u (d - h/2)$$

$$M_{\text{ua}} = 15,377 + 2545,13(0,81 - 0,45) = 931,624 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = 0,931624 \text{ MN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{\text{bu}}$$

$$A = (0,337 \times 0,9 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 14,17$$

$$A = 1,60 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 2545,13 \times (0,81 - 0,03) - 931,624$$

$$B = 1,053 \text{ MN.m}$$

$$C = (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{\text{bu}} = (0,45 - 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 14,17$$

$$C = 2,41 \text{ MN.m}$$

$$A > B \quad \text{SPC} \quad \text{donc : } \mu = M_{\text{ua}} / b d^2 f_{\text{bu}} \Rightarrow \mu = 0,223$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,319$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,706 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{\text{es}} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_a > 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 3,5 \times 10^{-3} (1/\alpha - 1) = 7,4 \times 10^{-3} > \varepsilon_{\text{es}}$$

$$\text{Donc: } \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{\text{ua}}}{Z} - N_u \right] = -35,25 \text{ cm}^2 < 0$$

- 2^{eme} cas: (0,8G ±E_x)

$$N_{\min} = 314,71 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 76,8 \text{ KN.m}$$

$$f_{\text{bu}} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} / 0,85 \Rightarrow f_{\text{bu}} = 21,74 \text{ MPA} \quad (\text{Situation accidentelle}) \quad \theta = 0,85$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{ug}} + N_u (d - h/2)$$

$$M_{\text{ua}} = 76,8 + 314,71(0,81 - 0,45) = 190,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = 0,19009 \text{ MN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{\text{bu}}$$

$$A = (0,337 \times 0,9 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$A = 2,46 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{\text{ua}} = 314,71 \times (0,81 - 0,03) - 190,09$$

$$B = 0,0554 \text{ MN.m}$$

$$C = (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{\text{bu}} = (0,45 - 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$C = 3,70 \text{ MN.m}$$

$$A > B \quad \text{SPC} \quad \text{donc : } \mu = M_{ua} / b d^2 f_{bu} \Rightarrow \mu = 0,0296$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0375$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,797 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

Donc: $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ (Situation accidentelle)

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -1,91 \text{ cm}^2 < 0$$

• **3^{eme} cas:** (G+Q±E_y)

$$M_{\min} = -202,5 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1606,34 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} / 0,85 \Rightarrow f_{bu} = 21,74 \text{ MPA} \quad (\text{Situation accidentelle}) \quad \Theta = 0,85$$

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u (d - h/2)$$

$$M_{ua} = -202,5 + 1606,34(0,81 - 0,45) = 375,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,37578 \text{ MN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,9 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$A = 2,46 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 1606,34 \times (0,81 - 0,03) - 375,78$$

$$B = 0,87716 \text{ MN.m}$$

$$C = (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0,45 - 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$C = 3,70 \text{ MN.m}$$

$$A > B \quad \text{SPC} \quad \text{donc : } \mu = M_{ua} / b d^2 f_{bu} \Rightarrow \mu = 0,0585$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0754$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,785 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

Donc: $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ (Situation accidentelle)

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -28,19 \text{ cm}^2 < 0$$

• **4^{eme} cas:** (G+Q±E_y)

$$M_{\max} = 212,437 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 744,81 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} / 0,85 \Rightarrow f_{bu} = 21,74 \text{ MPA} \quad (\text{Situation accidentelle}) \quad \Theta = 0,85$$

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u (d - h/2)$$

$$M_{ua} = 212,437 + 744,81 (0,81 - 0,45) = 480,568 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,480568 \text{ MN.m}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 0,9 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$A = 2,46 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 744,81 \times (0,81 - 0,03) - 480,568$$

$$B = 0,10038 \text{ MN.m}$$

$$C = (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0,45 - 0,03) \times 0,45 \times 0,9 \times 21,74$$

$$C = 3,70 \text{ MN.m}$$

$$A > B \quad \text{SPC} \quad \text{donc : } \mu = M_{ua} / b d^2 f_{bu} \Rightarrow \mu = 0,0749$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0974$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,778 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\mu_a < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = 400 \text{ MPA} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -3,18 \text{ cm}^2 < 0$$

• Remarque :

➤ **Pour les poteaux centraux 45/30 :**

$$M = 58,866 \text{ KN.m} \rightarrow N = -145,67 \text{ KN (traction)} \rightarrow CG = M/N = -0,404 \text{ m}$$

Donc le centre de pression C se trouve en dehors des deux traces d'armatures.

Donc la section est partiellement comprimée **SPC**

➤ **Pour les poteaux d'angle 35/35 :**

$$M = 58,873 \text{ KN.m} \rightarrow N = -316,78 \text{ KN (traction)} \rightarrow CG = M/N = -0,186 \text{ m} > h/2 = 0,175$$

Donc le centre de pression C se trouve en dehors des deux traces d'armatures.

Donc la section est partiellement comprimée **SPC**

$$M = 26,015 \text{ KN.m} \rightarrow N = -716,49 \text{ KN (traction)} \rightarrow CG = M/N = -0,0363 \text{ m} = -3,63 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression C se trouve entre les deux traces d'armatures.

Donc la section est entièrement tendue **SET**

$$d = 31 \text{ cm} ; c' = 2 \text{ cm}$$

$$A_1 = (N_u \times e_{a2}) / (d - c') \sigma_{10}$$

$$A_2 = (N_u \times e_{a1}) / (d - c') \sigma_{10}$$

$$e_{a2} = (35 - 4) / 2 - 3,63 = 11,87 \text{ cm} ; e_{a1} = (35 - 4) / 2 + 3,63 = 19,13 \text{ cm}$$

$$N_u = 0,71649 \text{ MN}$$

$$\sigma_{10} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$A_1 = 0,71649 \times 11,87 / (29 \times 400)$$

$$A_1 = 7,33 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,71649 \times 19,13 / (29 \times 400)$$

$$A_2 = 11,81 \text{ cm}^2$$

Les résultats des autres sections sont donnés par les tableaux suivant :

✓ Poteaux central 45/75

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
0.017269	1.81927	0.56305	durable	1.092534	0.610379	1.649919	SPC	0.193801	0.271802	0.721936	-0.0029866	-29.8665
0.131249	0.2382	0.202709	accidentelle	1.676195	-0.04907	2.531351	SPC	0.045477	0.058201	0.791143	4.505x10 ⁻⁵	0.450576
-0.19759	1.11568	0.137114	accidentelle	1.676195	0.5825	2.531351	SPC	0.030761	0.039062	0.797344	-2.359x10 ⁻³	-23.5929
0.189935	0.75585	0.41669	accidentelle	1.676195	0.070833	2.531351	SPC	0.093483	0.122895	0.770182	-5.370x10 ⁻⁴	-5.37055

✓ Poteaux central 45/60

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
0.019412	1.25586	0.3208184	durable	0.680628	0.31967	1.032993	SPC	0.17254	0.238411	0.732755	-0.0023506	-23.5068
0.146047	0.17013	0.1868782	accidentelle	1.044237	-0.10011	1.584846	SPC	0.065509	0.08476	0.782538	0.0001717	1.71701
-0.171327	0.6845	-0.007047	accidentelle	1.044237	0.356142	1.584846	SPC	0.00247	-0.00308	0.810999	-0.0017329	-17.3297
0.186232	0.56509	0.3218536	accidentelle	1.044237	-0.03366	1.584846	SPC	0.112823	0.150033	0.761381	-0.0003559	-3.55928

✓ Poteaux central 45/45

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
0.01856	0.77122	0.09954	durable	0.365421	0.189669	0.559538	SPC	0.150472	0.204881	0.743619	-0.0016079	-16.0799
0.131018	0.08785	0.14024	accidentelle	0.560639	-0.1073	0.858458	SPC	0.091503	0.120154	0.77107	0.0002564	2.56437
-0.133356	0.34033	-0.09762	accidentelle	0.560639	0.225245	0.858458	SPC	0.044930	-0.05495	0.827805	-0.0010685	-10.6856
0.14392	0.32221	0.17775	accidentelle	0.560639	-0.05692	0.858458	SPC	0.125832	0.16867	0.755351	-0.0001372	-1.37234

✓ Poteaux central 45/30

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
0.013062	0.36502	0.05686	durable	0.146915	0.03074	0.373025	SPC	0.122329	0.16362	0.756987	-0.0008330	-8.33048
0.058866	-0.14567	0.02172	accidentelle	0.2254	-0.05668	0.572306	SPC	0.030455	0.038667	0.797472	0.0004322	4.322657
-0.104984	0.26492	-0.03743	accidentelle	0.2254	0.10101	0.572306	SPC	0.052482	-0.06397	0.830725	-0.0007749	-7.74941
0.104985	0.11732	0.13490	accidentelle	0.2254	-0.10674	0.572306	SPC	0.189155	0.264408	0.724332	-0.0001723	-1.72307

✓ Poteaux de rive 45/45

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
-0.049949	1.52168	0.22395	accidentelle	0.560639	0.346677	0.858458	SPC	0.139565	0.188699	0.748862	-0.003056	-30.5655
0.128195	0.00131	0.12843	accidentelle	0.560639	-0.12794	0.858458	SPC	0.080036	0.104406	0.776173	0.000410	4.10392
-0.140139	0.37972	-0.07179	accidentelle	0.560639	0.214184	0.858458	SPC	0.044742	-0.05472	0.827731	-0.001166	-11.6613
0.139161	0.27694	0.18901	accidentelle	0.560639	-0.08516	0.858458	SPC	0.117789	0.157109	0.759097	-0.000698	-0.69866

✓ Poteaux d'angle 35/35

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation	A(MN.m)	B(MN.m)	C(MN.m)		μ_a	α	Z (m)	A_s (m ²)	A_s (cm ²)
-0.030668	1.34753	0.15799	accidentelle	0.249404	0.22606	0.386157	SPC	0.209252	0.296802	0.713836	-0.0028155	-28.1553
-0.052357	0.78466	0.05750	accidentelle	0.249404	0.236752	0.386157	SPC	0.076153	0.099121	0.777885	-0.0017768	-17.7687
0.058873	-0.31678	0.01452	accidentelle	0.249404	-0.13332	0.386157	SPC	0.019237	0.019237	0.802133	0.0008372	8.372162
26.01KN.n	-716.5KN		accidentelle				SET	$A_{s1}=7,33$		$A_{s2}=11,8$		19,145

- Condition de non fragilité :

On a : $A_{CNF} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_c)$

$f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$; $f_c = 400 \text{MPa}$

- ✓ $A_{CNF} = 4,40 \text{ cm}^2$ (Poteau 45/90)
- ✓ $A_{CNF} = 3,67 \text{ cm}^2$ (Poteau 45/75)
- ✓ $A_{CNF} = 2,93 \text{ cm}^2$ (Poteau 45/60)
- ✓ $A_{CNF} = 2,20 \text{ cm}^2$ (Poteau 45/45)
- ✓ $A_{CNF} = 1,46 \text{ cm}^2$ (Poteau 45/30)
- ✓ $A_{CNF} = 1,33 \text{ cm}^2$ (Poteau 35/35)

- Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/Version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Le pourcentage minimale en **zone III** est limité par :

$$\begin{cases} 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% & \text{En zone courante} \\ 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% & \text{En zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{sRPA} = 0,9\% \times b \times h$$

Pour les poteaux centraux :

- ✓ S/SOL, RDC, 1^{ère} étage : Poteaux 45x90 $A_{sRPA} = 36,45 \text{ cm}^2$
- ✓ 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage : Poteaux 45x75 $A_{sRPA} = 30,375 \text{ cm}^2$
- ✓ 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : Poteaux 45x60 $A_{sRPA} = 24,30 \text{ cm}^2$
- ✓ 8^{ème}, 9^{ème}, 10^{ème} étage : Poteaux 45x45 $A_{sRPA} = 18,225 \text{ cm}^2$
- ✓ 11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème} étage, SDM : Poteaux 45x30 $A_{sRPA} = 12,15 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux de rive :

- ✓ Tous les étages : Poteaux 45x45 $A_{sRPA} = 18,225 \text{ cm}^2$

Pour les poteaux d'angle :

- ✓ Tous les étages : Poteaux 35x35 $A_{sRPA} = 11,025 \text{ cm}^2$

- Choix des barres :

$A_s = \text{Max} (A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{sRPA}})$ On ne prend pas les valeurs négatives

- Poteau central 45x90 $A_s = \text{Max} (4,40 ; 36,45) = 36,45 \text{ cm}^2$
12 HA20 **(37,70 cm²)**
- Poteau central 45x75 $A_s = \text{Max} (3,67 ; 30,375 ; 0,45) = 30,375 \text{ cm}^2$
10 HA20 **(31,42 cm²)**
- Poteau central 45x60 $A_s = \text{Max} (2,93 ; 24,30 ; 1,717) = 24,30 \text{ cm}^2$
6HA20 + 4 HA16 **(26,89 cm²)**
- Poteau central 45x45 $A_s = \text{Max} (2,20 ; 18,225 ; 2,56) = 18,225 \text{ cm}^2$
4 HA20 + 4 HA16 **(20,61 cm²)**
- Poteau central 45x30 $A_s = \text{Max} (1,46 ; 12,15 ; 4,32) = 12,15 \text{ cm}^2$
4 HA16 + 4 HA14 **(14,2 cm²)**
- Poteau de rive 45x45 $A_s = \text{Max} (2,20 ; 18,225 ; 4,10) = 18,225 \text{ cm}^2$
4 HA20 + 4 HA16 **(20,61 cm²)**
- Poteau d'angle 35x35 $A_s = \text{Max} (1,33 ; 11,025 ; 19,145) = (7,33 + 11,8) \text{ cm}^2$
4 HA20 + 4 HA16 **(20,61 cm²)**

VII-1-7) Vérification de flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la

flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur d flambement. $l_f = 0,7l_0$

$l_0 = 2,1\text{m}$

i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$

h : dimension du poteau.

Tableau 35. Vérification du flambement

Section (cm ²)	l'élanement	
45 x 90	8,08	Vérifiée
45 x 75	9,69	Vérifiée
45 x 60	12,12	Vérifiée
45 x 45	16,16	Vérifiée
45 x 30	24,24	Vérifiée
35 x 35	20,78	Vérifiée

VII-1-8) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91** et **RPA99**.

♦ **Selon le BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4MPa \end{array} \right.$$

Avec :

b : largeur de la section droite ($b_{\min}=35cm$).

h : hauteur de la section droite ($h_{\min}=35cm$).

S_t : espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t < \min\left(\frac{35}{35}; \frac{35}{10}; 1,4\right)cm$$

• **Selon le RPA99**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\text{Poteau } 45 \times 90, 45 \times 75, 45 \times 60, 45 \times 45 \text{ On a : } \lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,45} = 4,66 < 5$$

Poteau 45 x 30 , 35 x 35 On a : $\lambda_{g1} = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,3} = 7 > 5$

$$\lambda_{g2} = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 3}{0,35} = 6 > 5$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone III** comme suit :

- En zone nodale $S_t \leq 10 \text{ cm}$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Dans la zone courante $S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi_1\right)$.

On prend : $S_t = 12 \text{ cm}$.

A_t : section d'armatures transversales. La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / S_t b$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

Pour $\lambda_g = 4,66$ après interpolation on trouve : $A_t / S_t b = 0,375 \%$

Pour $\lambda_g = 7$ ou 6 on a : $A_t / S_t b = 0,3 \%$

D'après **ETABS 9.7.0** On tire :

- $V_u^{\max} = 120,89 \text{ KN}$ (poteau central 45/90)
- $V_u^{\max} = 151,85 \text{ KN}$ (poteau central 45/75)
- $V_u^{\max} = 140,18 \text{ KN}$ (poteau central 45/60)
- $V_u^{\max} = 101,77 \text{ KN}$ (poteau central 45/45)
- $V_u^{\max} = 80,90 \text{ KN}$ (poteau central 45/30)
- $V_u^{\max} = 109,52 \text{ KN}$ (poteau de rive 45/45)
- $V_u^{\max} = 76,35 \text{ KN}$ (poteau d'angle 35/35)

Tableau 36. Armatures transversales pour les poteaux

ZONE	Poteau	V_u^{\max} (KN)	b (cm)	ρ_a	A_t^{RPA}	$A_{t \min}^{RPA}$	A_t^{BAEL}	$A_t^{\text{adopté}}$	Choix	
Zone courante $S_f=12\text{cm}$	PC 45 x 90	120.89	45	3.75	1.5111	2.025	0.54	2.025	6HA8	2cadre+1epingle
	PC 45 x 75	151.85	45	3.75	2.2778	2.025	0.54	2.278	6HA8	3cadre
	PC 45 x 60	140.18	45	3.75	2.6284	2.025	0.54	2.628	6HA8	3cadre
	PC 45 x 45	101.77	45	3.75	2.5443	2.025	0.54	2.544	6HA8	2cadre+1epingle
	PC 45 x 30	80.90	45	2.5	2.0225	1.62	0.54	2.023	4HA8	1cadre+1epingle
	PR 45 x 45	109.52	45	3.75	2.7380	2.025	0.54	2.738	6HA8	2cadre+1epingle
	PA 35 x 35	76.35	35	2.5	1.6361	1.26	0.42	1.636	4HA8	1cadre+1epingle
Zone nodale $S_f=10\text{cm}$	PC 45 x 90	120.89	45	3.75	1.2593	1.6875	0.45	1.688	6HA8	2cadre+1epingle
	PC 45 x 75	151.85	45	3.75	1.8981	1.6875	0.45	1.898	6HA8	3cadre
	PC 45 x 60	140.18	45	3.75	2.1903	1.6875	0.45	2.190	6HA8	3cadre
	PC 45 x 45	101.77	45	3.75	2.1202	1.6875	0.45	2.120	6HA8	2cadre+1epingle
	PC 45 x 30	80.90	45	2.5	1.6854	1.35	0.45	1.685	4HA8	1cadre+1epingle
	PR 45 x 45	109.52	45	3.75	2.2817	1.6875	0.45	2.282	6HA8	2cadre+1epingle
	PA 35 x 35	76.35	35	2.5	1.3634	1.05	0.35	1.363	4HA8	1cadre+1epingle

VII-2) FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le calcul de ferrailage est obtenu à partir des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	f_{bu} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s
Situation durable	1,5	1,15	1	14,17	25	348
Situation accidentelle	1,15	1,00	0,85	21,74	25	400

VII-2-1) Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✦ **Selon BAEL 91** : Situation durable : 1,35 G + 1,5 Q (ELU)
- ✦ **Selon le R.P.A 99** : Situation accidentelle (article 5.2 page 38)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E

- 1,35G + 1,5QC₁
- G+Q±E_xC₂
- G+Q±E_yC₃
- 0,8G±E_xC₄
- 0,8G±E_yC₅

VII-2-2) Recommandation du RPA99/Version 2003 :

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

- ✦ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- ✦ La longueur minimale de recouvrement est de : 50 ϕ en zone III.
- ✦ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

VII-2-3) Efforts internes dans les poutres dus au combinaison les plus défavorables :

Les Efforts internes dans les différentes poutres et sous les différentes combinaisons sont donnés par le tableau suivant (**D'après ETABS9.7.0**) :

Tableau 37. Efforts internes dans les poutres

Section (cm ²)		M _{appuis} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	combinaisons
Poutres principales (sens longitudinale)	30×35	58.393	/	ELU (C₁)
		139.637	/	G+Q ±Ex
		102.413	/	G+Q ±Ey
		127.181	/	0.8G ±Ex
		89.957	/	0.8G ±Ey
Poutres secondaires (sens transversale)	30×45	-89.786	46.13	ELU (C₁)
		-115.164	41.08	G+Q ±Ex
		-157.625	/	G+Q ±Ey
		-108.704	31.62	0.8G ±Ex
		-150.816	/	0.8G ±Ey

VII-2-4) Ferrailage de la poutre transversale (45/30) :

VII-2-4-1) Ferrailage en travée :

- (situation durable E.L.U)

$$F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{\max} = 46,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,405 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,066$$

$$\epsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\epsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

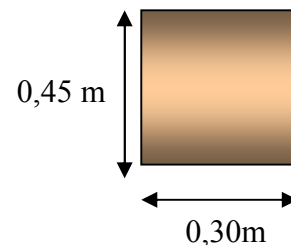
$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0856$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,391 \text{ m}$$



$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 3,38 \text{ cm}^2$$

VII-2-4-2) ferrailage sur appuis :

- (situation accidentelle G+Q±Ey)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} / 0,85$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPA}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,405 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 157,625 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}}$$

Donc :

$$\mu = 0,157625 / (0,3 \times 0,405^2 \times 21,74)$$

$$\mu = 0,147$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$0,186 < \mu < \mu_R \quad (\text{domaine 2-a})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,2002$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,372 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = 0,157625 / (0,372 \times 400)$$

$$A_s = 10,59 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 1,46 \text{ cm}^2$$

- Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} > 0,5\% \times 0,3 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

Condition non vérifiée sur travée : alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_s = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)}$$

$$A_s = 10,59 \text{ cm}^2 \text{ (sur appuis)}$$

- Choix des barres :

$$9\text{HA}14 \quad 13,85 \text{ cm}^2 \text{ (sur appuis)}$$

$$6\text{HA}14 \quad 09,24 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)}$$

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u^*$

$$V_u^{\max} = 221,49 \text{ KN (D'après ETABS 9.7.0)}$$

$$\tau_u = V_{u \max} / (b_0 \times d) = 221,49 \times 10^{-3} / (0,3 \times 0,405)$$

$$\tau_u = 1,823 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} < \overline{\tau} \text{ (vérifiée).}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement

- Disposition constructives :

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_l\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{45/35; 30/10; 1,4\} = 1,28 \text{ cm}$$

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

- Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/Version 2003 :

D'après l'article 7.5.2.2 du RPA99 (page 53).

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

minimum de $(h/4, 12\phi_t) = (45/4 ; 12 \times 1,4) = (11,25 ; 16,8)$ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 0,1 \times 0,3 = 0,9 \text{ cm}^2$$

➤ En dehors de la zone nodale $S_t < h/2 = 22,5 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 0,2 \times 0,3 = 1,8 \text{ cm}^2$$

- Sections des armatures transversales données par le BAEL99 :

Section minimale des armatures transversales donnée par le BAEL ART.1.2.2 :

$$S_t \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0$$

$$A_t \geq 0,4 \times b_0 \times S_t / f_e$$

$$A_t \geq 0,4 \times 0,30 \times 0,20 / 400 \geq 0,60 \text{ cm}^2 \text{ (en dehors de la zone nodale).}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 0,30 \times 0,10 / 400 \geq 0,30 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale).}$$

- Choix des barres transversales :

$$A_t = \text{MAX}(A_{t\text{BAEL}}; A_{t\text{RPA}})$$

$A_t = \text{Max} (0,6 ; 1,8) = 1,8 \text{ cm}^2$ (en dehors de la zone nodale).

$A_t = \text{Max} (0,3 ; 0,9) = 0,9 \text{ cm}^2$ (zone nodale).

Soit pour les deux zones : 1 cadre T8 + un étrier T8 = 4HA8 (2,02 cm²)

VII-2-5) Ferrailage de la poutre longitudinale (35/30) :

VII-2-5-1) ferrailage sur appuis :

- (situation accidentelle G+Q±Ey)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} / \Theta$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPA}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,315 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 139,637 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}}$$

Donc :

$$\mu = 0,139637 / (0,3 \times 0,315^2 \times 21,74)$$

$$\mu = 0,215$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_{cs})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$0,186 < \mu < \mu_R \quad (\text{domaine 2-a})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,307$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,276 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = 0,14129 / (0,276 \times 400)$$

$$A_s = 12,78 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

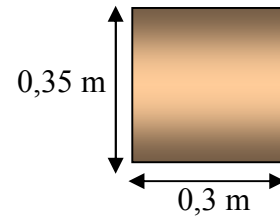
$$\text{Donc : } A_{\text{CNF}} = 1,14 \text{ cm}^2$$

- Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section : $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} > 0,5\% \times 0,3 \times 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

Condition non vérifiée sur travée : alors la section d'aciers à retenir est :



$$A_s = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)}$$

$$A_s = 13,02 \text{ cm}^2 \text{ (sur appuis)}$$

- Choix des barres :

$$6\text{HA}12 + 3\text{HA}16 \quad 12,82 \text{ cm}^2 \text{ (sur appuis)}$$

$$6\text{HA}12 \quad 6,79 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)}$$

- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_u^{\max} = 248,98 \text{ KN (D'après ETABS 9.7.0).}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = V_{u \max} / (b_0 \times d) = 248,98 \times 10^{-3} / (0,3 \times 0,315)$$

$$\tau_u = 2,63 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Donc :

pas de risque de cisaillement

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \text{ (vérifiée).}$$

- Disposition constructives :

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_0/10, \phi_t\} \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min}\{35/35; 30/10; 1,4\} = 1 \text{ cm}$$

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

- Sections des armatures transversales données par le BAEL99 :

On a : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

✦ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

minimum de $(h/4, 12\phi_t) = (35/4 ; 12 \times 1,2) = (8,75 ; 14,4)$ On prend : $S_t = 08 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 0,08 \times 0,3 = 0,72 \text{ cm}^2$$

✦ En dehors de la zone nodale $S_t < h/2 = 17,5 \text{ cm}$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times 0,15 \times 0,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- Sections des armatures transversales données par le BAEL99 :

$$A_t \geq 0,4 \times b_0 \times S_t / f_c$$

$$A_t \geq 0,4 \times 0,30 \times 0,15 / 400 \geq 0,45 \text{ cm}^2 \text{ (en dehors de la zone nodale).}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 0,30 \times 0,08 / 400 \geq 0,24 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale).}$$

- Choix des barres transversales :

$$A_t = \text{MAX}(A_{t\text{BAEL}}; A_{t\text{RPA}})$$

$$A_t = \text{MAX}(0,45 ; 1,35) = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ (en dehors de la zone nodale).}$$

$$A_t = \text{MAX}(0,24 ; 0,72) = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ (zone nodale).}$$

Soit pour les deux zones : 1 cadre T8 + un étrier T8 = 4HA8 (2,02 cm²)

VII-2-6) Vérification de l'influence de l'effort tranchant :

VII-2-6-1) Appuis de rive :

a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_{e1}$$

$$13,26 \times 10^{-4} \geq 0,22149 \times 1,15 / 400 = 6,36 \times 10^{-4} \quad (\text{Poutre 45/30})$$

$$11,72 \times 10^{-4} \geq 0,24898 \times 1,15 / 400 = 7,16 \times 10^{-4} \quad (\text{Poutre 35/30})$$

Donc la condition est vérifiée dans les deux poutres.

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

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

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

a?

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = Longueur d'ancrage.

On choisit un crochet à 90°

$$l_a = l_s - 24,69 \cdot \varphi_1$$

φ_1 : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \quad (f_e E400, \psi_s = 1,5)$$

$$l_a = (35 - 24,69) \times 1,4 = 14,43 \text{ cm.}$$

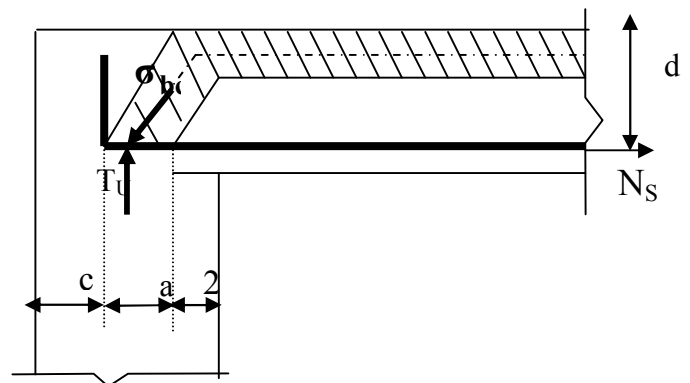


Figure VII.2 : Vérification de l'effort tranchant

$$L_{a,\min} = r + 0,5 \varphi_1$$

$$r = 5,5 \cdot \varphi_1$$

$$L_{a,\min} = 6 \times 1,4 = 8,4 \text{ cm.}$$

$$a = 8,4 - 2 = 6,4 \text{ cm}$$

« a » doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_e} \leq L_a \leq 0,9 \times d$$

$$\checkmark \quad 0,78 \text{ cm} \leq L_a \leq 36,45 \text{ cm} \quad (\text{Poutre 45/30})$$

$$\checkmark \quad 0,692 \text{ cm} \leq L_a \leq 28,35 \text{ cm} \quad (\text{Poutre 35/30})$$

Donc la condition est vérifiée dans les deux poutres.

$$\checkmark \quad V_u = 0,22148 \text{ MN} \leq 0,267 \times 0,1443 \times 0,3 \times 25 = 0,289 \text{ MN} \quad (\text{Poutre 45/30})$$

$$\checkmark \quad V_u = 0,24898 \text{ MN} \leq 0,267 \times 0,1443 \times 0,3 \times 25 = 0,289 \text{ MN} \quad (\text{Poutre 35/30})$$

Donc la condition est vérifiée dans les deux poutres.

VII-2-6-2) Appuis intermédiaires :

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0,9 \times d) = 0,22149 + (-0,157625 / 0,9 \times 0,45) = -0,16770 \text{ MN} < 0$$

Pas besoin de vérification de la section A_s

VII-3) FERRAILAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VII-3-1) Combinaison des charges :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

- 1^{ere}) $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- 2^{eme}) $N^{\min}, M^{\text{corr}}$
- 3^{eme}) $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- 4^{eme}) $M^{\min}, N^{\text{corr}}$

VII-3-2) Recommandation du RPA99/Version 2003 :

D'après l'article 7.7.4 du RPA99/version 2003 sur les voiles pleines:

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

• Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

• Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5.e & e : \text{Epaisseur du voile} \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

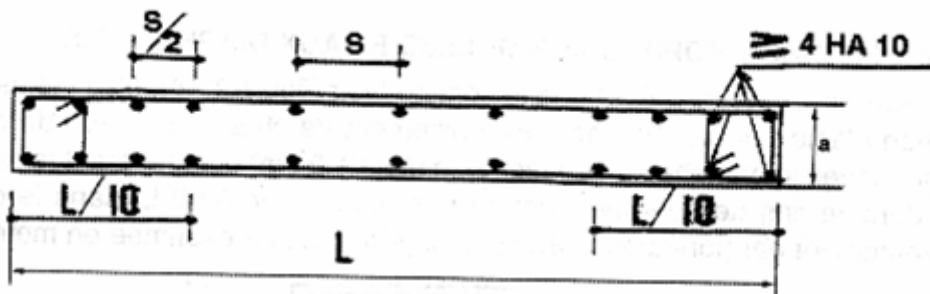


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Remarque

Le ferrailage des voiles se fera selon les zones suivantes :

- **Zone (I)** : RDC, S/SOL et 1^{ère} étage.
- **Zone (II)** : 2, 3, 4^{ème} étage.
- **Zone (III)** : 5, 6, 7^{ème} étage.
- **Zone (IV)** : 8, 9, 10^{ème} étage.
- **Zone (V)** : 11, 12, 13^{ème} étage, SDM.

- **Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur « d » tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \right).$$

Avec : l' : Largeur de la zone comprimée.

h_e : Hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

VII-3-3) Identification des Voiles :

- Nous avons pour les voiles pleines :
 - Voile V1 (L= 3,60 m) : PC67, PD67, PE67, PA67, PG67.
 - Voile V2 (L= 3,65 m) : PD12, PB12, PF12, 12Droite, 12Gauche.
 - Voile V3 (L= 3,80 m) : P4AB, P4FG, P5AB, P5FG.
 - Voile V4 (L= 1,90 m) : PCD46, PD46, PDE46.
 - Voile V5 (L= 3,40 m) : P4CE.
 - Voile V6 (L= 2,00 m) : PCD56, PDE56.
- Nous avons pour les voiles avec ouvertures :
 - Voile V7 (L= 3,80 m) : P7FG, P7AB, P1FG, P1AB.

VII-3-4) Ferrailage longitudinale :

Exemple de calcul

Nous décrivons le calcul détaillé en prenant les voiles de type V1 (L=3,6m) en zone V :

$e = 0,20 \text{ m}$; $L = 3,60 \text{ m}$

Les résultats des efforts internes du voile V1 (effort normal, Moment) données par le logiciel **ETABS9.7.0** sont :

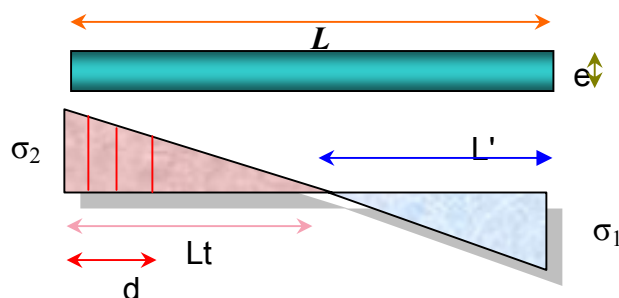
$N_{\min} = 26,49 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 320,477 \text{ KN.m}$ (**0,8G ± E_y**) **ETAGE 13**

$$I = (e \times L^3) / 12$$

$$I = (0,2 \times 3,6^3) / 12 = 0,7776 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,2 \times 3,6 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$v = L/2 = 3,6 / 2 = 1,8 \text{ m}$$



- Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{0,02649}{0,72} + \frac{0,320477 \times 1,8}{0,7776}$$

$$\sigma_1 = 0,7786 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{0,02649}{0,72} - \frac{0,320477 \times 1,8}{0,7776}$$

$$\sigma_2 = -0,705 \text{ MPa}$$

- Calcul de L' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_1 / L'$$

$$L' = L - L_t$$

$$\text{Donc : } \sigma_2 / L_t = \sigma_1 / (L - L_t)$$

$$L_t = L \times \sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2)$$

$$L_t = 3,6 \left(\frac{0,705}{0,7786 + 0,705} \right) = 1,71 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,6 - 1,71 = 1,89 \text{ m}$$

$$d \leq \min (3/2, (2/3) \times 1,89) = 1,26 \text{ m} \quad \text{soit : } \mathbf{d = 1,26 \text{ m}}$$

- Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \quad \text{donc : } \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d)$$

$$\text{tg } \alpha = 0,705 / 1,71 = 0,412$$

$$\sigma_2' = -0,412 \times (1,71 - 1,26)$$

$$\sigma_2' = -0,1854 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{A'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = -0,1854 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{A'} - \frac{M_1.v_1'}{I'} = -0,7050 \text{ MPa}$$

$$I' = (e \times d^3) / 12$$

$$I' = (0,2 \times 1,26^3) / 12 = 0,0333 \text{ m}^4$$

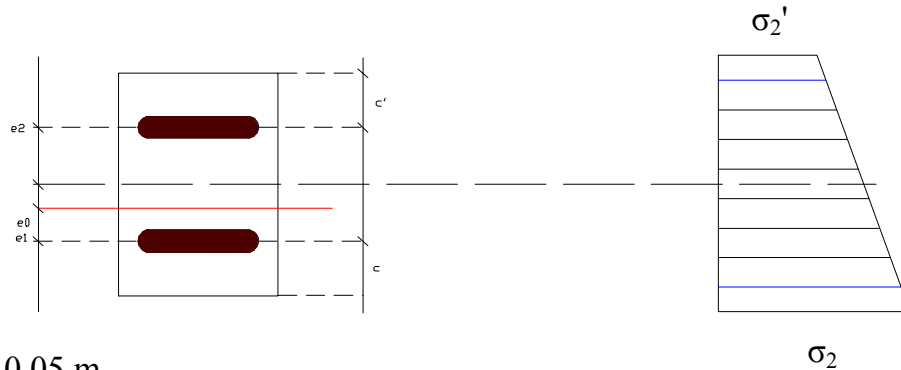
$$A' = e \times d = 0,2 \times 1,26 = 0,252 \text{ m}^2$$

$$v' = d/2 = 1,26 / 2 = 0,63 \text{ m}$$

$$N_1 = (A'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -112,190 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 13,748 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,122 \text{ m et } N \text{ est un effort de traction } \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$



$$\text{Soit : } c = c' = 0,05 \text{ m}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,702 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,458 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (d - 2c') \times f_e = 1,107 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (d - 2c') \times f_e = 1,697 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 2,804 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 2,225 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

- ✓ **Dans la zone tendu (d'about) :D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{\text{RPA}} = 0,20\% \times b \times L_t$$

e : Epaisseur du voile

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{\text{RPA}} = 0,20\% \times 20 \times 171 = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sRPA}}/\text{ml}/\text{face} = 4 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal :

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 3,6 \times 10^4 = 10,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml}/\text{face} = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{SV}} = \max(A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 4 \times 3,6 = 14,4 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm.}$$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2$

- Remarque :

$$\sigma_1 > \sigma_2$$

$$\sigma'_2 \leq 0$$

Si : $d > L_t$ On a : $\sigma'_2 = 0$

Si : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$ Donc : pas de zone tendue alors pas de section A_s ; $A_s = 0$

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$ Donc : toute la zone est tendue alors $L_t = L = d$ et $\sigma'_2 = \sigma_1$

✓ VOILE V1:

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	σ'_2 (MPa)	N_1 (MN)	M_1 (MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	A_s min	A_s (cm ²)/ml	A_s (cm ²) sur L
Zone V	324.9	666.42	1.9939	-1.0914	1.273	1.5	0	-0.1637	0.04093	4.093	5.094	10.8	4	14.4
	936.55	-838.19	3.2410	-0.6395	0.593	1.5	0	-0.0959	0.02398	2.398	2.373	10.8		
	26.49	320.48	0.7786	-0.7051	1.711	1.26	-0.1860	-0.1122	0.01372	2.806	6.843	10.8		
Zone IV	919.79	891.95	3.3422	-0.7872	0.686	1.5	0	-0.1180	0.02952	2.952	2.745	10.8	4	14.4
	1469.9	-998.85	4.3536	-0.2707	0.211	1.5	0	-0.0406	0.01015	1.015	0.843	10.8		
	176.48	728.3	1.9310	-1.4408	1.538	1.37	-0.1534	-0.2191	0.04053	5.478	6.153	10.8		
Zone III	1623.2	1663.7	6.1055	-1.5967	0.746	1.5	0	-0.2395	0.05988	5.988	2.985	10.8	5.35	19.26
	1685.9	-1627.3	6.1084	-1.4253	0.681	1.5	0	-0.2137	0.05345	5.345	2.724	10.8		
	228.03	967.02	2.5552	-1.9218	1.545	1.37	-0.2183	-0.2931	0.05327	7.329	6.181	10.8		
Zone II	1178.6	3568.5	9.8975	-6.6236	1.443	1.44	-0.0253	-0.9559	0.22734	23.899	5.773	10.8	18.56	66.83
	3200.7	-3642.4	12.8770	-3.9862	0.851	1.5	0	-0.5979	0.14948	14.948	3.404	10.8		
	-186.3	2182.3	4.7930	-5.3103	1.892	1.14	-2.1150	-0.8454	0.06903	21.135	7.569	10.8		
Zone I	849.39	5886.9	14.8068	-12.447	1.644	1.3	-2.5762	-1.9589	0.2797	48.973	6.577	10.8	37.56	135.21
	4365.3	-6516.3	21.1469	-9.0211	1.077	1.5	0	-1.3531	0.33829	33.829	4.306	10.8		
	5639.3	-3551.2	16.0528	-0.3881	0.085	1.5	0	-0.0582	0.01455	1.455	0.340	10.8		
	-424.7	3566.7	7.6664	-8.8460	1.929	1.11	-3.7351	-1.4018	0.10576	35.047	7.714	10.8		

✓ VOILE V2 :

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPA)	σ_2 (MPA)	Lt(m)	d(m)	$\sigma'2$ (MPA)	N_1 (MN)	M_1 (MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	As min	As (cm ²)/ml	As(cm ²) sur L
Zone V	206.85	696.7	1.8522	-1.2855	1.495	1.436	-0.05	-0.1919	0.04246	4.798	5.982	10.95	4	14.6
	983.95	-686.72	2.8943	-0.1985	0.234	1.5	0	-0.0298	0.00744	0.744	0.937			
	1043.6	-639.49	2.8696	-0.0104	0.013	1.5	0	-0.0016	0.00039	0.034	0.053			
	-4.96	132.61	0.2918	-0.3054	1.867	1.189	-0.11	-0.0495	0.00458	1.237	7.466			
Zone IV	648.32	877.09	2.8632	-1.0869	1.004	1.5	0	-0.163	0.04076	4.076	4.017	10.95	4	14.6
	-11.59	462.94	1.0266	-1.0583	1.853	1.198	-0.37	-0.1716	0.01637	4.290	7.411			
Zone III	980.18	1553.9	4.8419	-2.1565	1.125	1.5	0	-0.3235	0.08087	8.087	4.499	10.95	5.39	19.68
	2328.4	-1639.9	6.8823	-0.5031	0.249	1.5	0	-0.0755	0.01887	1.887	0.995			
	-87.05	470.02	0.9392	-1.1776	2.031	1.08	-0.55	-0.1867	0.01216	4.667	8.122			
Zone II	1107.3	3254.4	8.8452	-5.8116	1.447	1.468	0	-0.8534	0.20887	21.336	5.789	10.95	10.03	36.61
	2628.3	3380.3	11.212	-4.0114	0.962	1.5	0	-0.6017	0.15043	15.043	3.847			
	-140.1	408.87	0.7288	-1.1127	2.205	0.963	-0.63	-0.1675	0.00751	4.188	8.822			
Zone I	1366.3	5994.4	15.37	-11.626	1.572	1.385	-1.38	-1.8019	0.32776	45.049	6.288	10.95	32.56	118.689
	2929.9	-6191	17.955	-9.9275	1.300	1.5	0	-1.4891	0.37228	37.228	5.198			
	5218.3	-3183.8	14.318	-0.0211	0.005	1.5	0	-0.0032	0.00079	0.079	0.021			
	-400.6	3330.5	6.951	-8.0486	1.959	1.128	-3.41	-1.2926	0.09821	32.316	7.834			

✓ VOILE V3 :

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	$\sigma'2$ (MPa)	N1(MN)	M1(MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	A_s min	A_s (cm ²)/ml	A_s (cm ²) sur L
Zone V	434.48	1017.5	2.686	-1.542	1.386	1.5	0	-0.2313	0.05783	5.783	5.545	11.4	4	15.2
	606.37	-1017.4	2.912	-1.316	1.183	1.5	0	-0.1974	0.04934	4.934	4.731	11.4		
	-69.6	213.41	0.352	-0.535	2.292	1.005	-0.3004	-0.084	0.00395	2.099	9.170	11.4		
Zone IV	839.94	1068.2	3.324	-1.114	0.954	1.5	0	-0.1671	0.04177	4.177	3.815	11.4	4	15.2
	1138	-1068.1	3.716	-0.722	0.618	1.5	0	-0.1082	0.02706	2.706	2.471	11.4		
	331.13	230.44	0.914	-0.043	0.171	1.5	0	-0.0065	0.00161	0.161	0.684	11.4		
Zone III	1788.2	1429.1	5.322	-0.616	0.394	1.5	0	-0.0924	0.02311	2.311	1.577	11.4	4	15.2
Zone II	2215.8	3171.6	9.505	-3.674	1.059	1.5	0	-0.5511	0.13777	13.777	4.237	11.4	9.18	34.9
	2885.2	-3171.7	10.39	-2.793	0.805	1.5	0	-0.419	0.10474	10.474	3.221	11.4		
Zone I	2852.5	6329.2	16.9	-9.396	1.358	1.5	0	-1.4094	0.35235	35.235	5.431	11.4	23.49	89.26
	4330.8	-6329.1	18.85	-7.451	1.077	1.5	0	-1.1176	0.2794	27.940	4.306	11.4		
	665.93	2124.2	5.289	-3.537	1.523	1.5	-0.0529	-0.5385	0.13065	13.462	6.091	11.4		

✓ VOILE V4 :

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	$\sigma'2$ (MPa)	N1(MN)	M1(MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	A_s min	A_s (cm ²)/ml	A_s (cm ²) sur L
Zone V	-19.27	129.57	1.026	-1.127	0.995	0.604	-0.4434	-0.0948	0.00415	2.37	3.979	5.7	4	7.6
	199.35	-90.149	1.274	-0.225	0.285	1.077	0	-0.0242	0.00434	0.6045	1.139	5.7		
	-142.6	11.365	-0.28	-0.470	1.900	1.9	-0.2808	-0.1426	0.01137	3.5648	5.505	5.7		
Zone IV	238.01	80.829	1.298	-0.045	0.064	1.224	0	-0.0056	0.00113	0.1388	0.257	5.7	4	7.6
	-123.1	13.085	-0.22	-0.433	1.900	1.9	-0.2151	-0.1231	0.01309	3.0765	7.600	5.7		
Zone III	140.39	121.32	1.378	-0.639	0.602	0.865	0	-0.0553	0.00797	1.382	2.408	5.7	4	7.6
	-213.1	40.74	-0.22	-0.899	1.900	1.9	-0.2222	-0.2131	0.04074	5.3275	7.6	5.7		
Zone II	77.13	229.44	2.11	-1.704	0.849	0.701	-0.2973	-0.1402	0.01151	3.5056	3.395	5.7	11.32	21.52
	-861.1	54.189	-1.82	-2.716	1.900	1.9	-1.8158	-0.8611	0.05419	21.529	7.600	5.7		
Zone I	-15.97	362.33	2.969	-3.053	0.963	0.624	-1.0737	-0.2577	0.01287	6.4428	3.853	5.7	16.85	32.01
	-1280.62	15.258	-3.243	-3.497	1.900	1.9	-3.2432	-1.2806	0.01526	32.015	7.6	5.7		

✓ VOILE V5 :

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	σ_2 (MPa)	N_1 (MN)	M_1 (MN.m)	A_S (cm ²)	A_S Rpa(cm ²)	A_S min	A_S (cm ²)/ml	As(cm ²) sur L
Zone V	189.81	540.1	1.681	-1.123	1.361	1.359	-0.002	-0.1528	0.03449	3.821	5.446	10.2	4	13.6
	198.82	-540.11	1.694	-1.109	1.345	1.37	0.02008	-0.1492	0.03532	3.730	5.382	10.2		
Zone IV	908.06	681.86	3.105	-0.434	0.417	1.5	0	-0.0651	0.01628	1.628	1.668	10.2	4	13.6
	629	-681.86	2.695	-0.845	0.811	1.5	0	-0.1267	0.03167	3.167	3.245	10.2		
Zone III	1496.6	899.18	4.534	-0.133	0.097	1.5	0	-0.0199	0.00497	0.497	0.386	10.2	4	13.6
	1059.6	-899.17	3.892	-0.775	0.565	1.5	0	-0.1163	0.02907	2.907	2.259	10.2		
Zone II	1319.6	1539.7	5.936	-2.055	0.874	1.5	0	-0.3083	0.07707	7.707	3.497	10.2	5.13	17.47
	1851.9	-1539.7	6.719	-1.272	0.541	1.5	0	-0.1909	0.04771	4.771	2.165	10.2		
Zone I	2072.1	2198.4	8.752	-2.658	0.792	1.5	0	-0.3987	0.09968	9.968	3.168	10.2	8.81	29.96
	1482.95	-2198.4	7.886	-3.524	1.050	1.5	0	-0.5287	0.13216	13.216	4.201	10.2		

✓ VOILE V6:

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	σ_2' (MPa)	N1(MN)	M1(MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	A_s min	A_s (cm ² /ml)	A_s (cm ²) sur L
Zone V	-0.35	143.42	1.075	-1.0765	1.00081	0.666	-0.36	-0.0957	0.0053	2.3922	4.00325	6	4	8
	31.32	-143.42	1.154	-0.9974	0.92721	0.715	-0.2281	-0.0876	0.00656	2.191	3.70883	6		
	-86.58	67.627	0.291	-0.7237	1.42675	0.382	-0.5298	-0.0479	0.00047	1.1976	5.70701	6		
Zone IV	238.16	128.49	1.559	-0.3683	0.38216	1.079	0	-0.0397	0.00714	0.993	1.52865	6	4	8
	26.08	63.482	0.541	-0.4109	0.86306	0.758	-0.05	-0.0349	0.00346	0.8735	3.45223	6		
Zone III	255.28	234.89	2.4	-1.1235	0.63774	0.908	0	-0.102	0.01544	2.5508	2.55095	6	4	8
	86.6	172.28	1.509	-1.0756	0.83244	0.778	-0.0699	-0.0892	0.01016	2.229	3.32977	6		
Zone II	15.18	423.16	3.212	-3.1358	0.98804	0.675	-0.9947	-0.2787	0.01624	6.9663	3.95217	6	13.53	27.06
	-196.6	410.2	2.585	-3.568	1.15978	0.56	-1.8447	-0.3032	0.00901	7.5799	4.63911	6		
Zone I	-193.7	488.7	3.181	-4.1495	1.13213	0.579	-2.0289	-0.3575	0.01183	8.9367	4.52854	6	18.91	37.83
	-429	470.53	2.456	-4.6016	1.30393	0.464	-2.964	-0.3511	0.00588	8.7769	5.21573	6		

✓ VOILE V7:

Zone	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt(m)	d(m)	$\sigma'2$ (MPa)	N1(MN)	M1(MN.m)	A_s (cm ²)	A_s Rpa(cm ²)	A_s min	A_s (cm ²)/ml	A_s (cm ²) sur L
Zone V	121.59	688.63	1.591	-1.271	1.688	1.408	0	-0.179	0.042	4.474	6.750	11.4	4	15.2
	472.93	-688.55	2.053	-0.808	1.073	1.5	0	-0.1212	0.03031	3.031	4.294	11.4		
	636.35	-490.71	1.857	-0.182	0.340	1.5	0	-0.0273	0.00683	0.586	1.358	11.4		
	-14.76	201.74	0.4	-0.439	1.988	1.325	-0.1462	-0.0775	0.00856	1.937	7.952	11.4		
Zone IV	402.52	857.86	2.312	-1.253	1.335	1.5	0	-0.1879	0.04697	4.697	5.342	11.4	4	15.2
	819.22	-857.73	2.86	-0.704	0.751	1.5	0	-0.1056	0.0264	2.640	3.003	11.4		
	68.65	523.35	1.178	-0.997	1.742	1.372	-0.2119	-0.1658	0.02463	4.146	6.969	11.4		
Zone III	952.62	1414.4	4.192	-1.685	1.090	1.5	0	-0.2528	0.06319	6.319	4.358	11.4	4.21	16
	1486.6	-1414.1	4.894	-0.982	0.635	1.5	0	-0.1473	0.03682	3.682	2.540	11.4		
	-64.15	281.81	0.501	-0.670	2.174	1.084	-0.3358	-0.109	0.00654	2.726	8.696	11.4		
Zone II	517.25	2646.5	6.179	-4.818	1.665	1.423	-0.6984	-0.7852	0.13911	19.630	6.659	11.4	13.78	52.4
	2289	-2662.5	8.543	-2.520	0.865	1.5	0	-0.3779	0.09449	9.449	3.462	11.4		
	-663.6	478.14	0.12	-1.867	3.570	0.153	-1.7864	-0.056	3.14x 10 ⁻⁵	1.400	14.280	11.4		
Zone I	1078.9	4179.5	10.1	-7.263	1.589	1.474	-0.5283	-1.1483	0.24381	28.708	6.357	11.4	19.47	74.02
	2864.4	-4178.9	12.45	-4.913	1.075	1.5	0	-0.7369	0.18423	18.423	4.301	11.4		
	-1323	483.22	-0.74	-2.745	3.800	3.8	-0.7369	-1.323	0.48322	33.076	15.200	11.4		

- Choix des barres :

Tableau 38. Choix des barres verticales pour les voiles

Zone	VOILE	As/Zone courante	As/Zone d'about	St/Zone courante	St/Zone d'about
Zone V,IV,III	V1	16HA12 (18,10 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V2	16HA12 (18,10 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V3	18HA12 (20,36 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V4	16HA14 (24,63 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V5	16HA12 (18,10 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V6	18HA14 (27,71 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V7	18HA12 (20,36 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
Zone II	V1	26HA14 (40,02 cm ²)	16HA14 (24,63 cm ²)	20cm	10 cm
	V2	26HA12 (29,41 cm ²)	16HA12 (18,10 cm ²)	20 cm	10 cm
	V3	26HA12 (29,41 cm ²)	16HA12 (18,10 cm ²)	20 cm	10 cm
	V4	16HA14 (24,63 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V5	16HA12 (18,10 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V6	18HA14 (27,71 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V7	26HA12 (29,41 cm ²)	16HA14 (24,63 cm ²)	20 cm	10 cm
Zone I	V1	26HA20 (81,68 cm ²)	16HA20 (50,27 cm ²)	20 cm	10 cm
	V2	26HA20 (81,68 cm ²)	16HA20 (50,27 cm ²)	20 cm	10 cm
	V3	26HA16 (52,28 cm ²)	16HA16 (32,17 cm ²)	20cm	10 cm
	V4	16HA14 (24,63 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V5	16HA12 (18,10 cm ²)	12HA12 (13,57 cm ²)	30 cm	15 cm
	V6	18HA14 (27,71 cm ²)	6HA16 (12,06 cm ²)	20 cm	10 cm
	V7	26HA14 (40,02 cm ²)	16HA16 (32,17 cm ²)	20 cm	10 cm

VII-3-5) Ferrailage Horizontale :

a) Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_u = 1,4 \frac{T_{calcul}}{b d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003)

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}$

b) Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après le B.A.E.L 91 (Article A.5.1.23) ; Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} K) / 0,9 f_e$$

K=0 dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm} / f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm} / f_{t28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section totale de béton.

Dans notre cas, on utilise le cas le plus défavorable

Donc : $(\tau_u - 0,3 f_{tj} K)_{max}$ on prend k=0.

Donc :

D'autre part la RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15 % de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$

0,25 % de la section de voile considérée si : $\tau_u > 0,025 f_{c28}$.

0,025 $f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1$ (combinaison accidentelle)

$\bar{\tau} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$

$S_t \leq \min(1,5a; 30\text{cm})$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% : globalement dans la section des voiles.

0,10 % : dans les sections courantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

- Choix des barres :

Tableau 39. Choix des barres horizontales pour les voiles

voile	h (m)	T (kN)	τ_u (MPa)	τ_u, τ_u'	At min Rpa (cm ²)	At cal (cm ²)	At choisi (cm ²)	Choix des barres
V1	3.6	714.01	1.102	$\tau_u < 5\text{MPa}$	7.92	1.2243	7.92	18HA8+HA6 (9,33 cm ²)
V2	3.65	-848.06	1.291		8.03	1.4342	8.03	18HA8+HA6 (9,33 cm ²)
V3	3.8	784.76	1.147		8.36	1.2748	8.36	18HA8+HA6 (9,33 cm ²)
V4	1.9	120.14	0.351		4.18	0.3903	4.18	14HA8 (7,04 cm ²)
V5	3.4	386.78	0.632		7.48	0.7022	7.48	18HA8+HA6 (9,33 cm ²)
V6	2	-353.96	0.983		4.4	1.0925	4.4	14HA8 (7,04 cm ²)
V7	3.8	-868.65	1.27		8.36	1.4111	8.36	18HA8+HA6 (9,33 cm ²)

- Répartition des barres :

Voiles (V1,V2,V3,V5,V7) on a :
 2 cadres pour la zone d'about **4HA8**
 2 cadres pour les raidisseurs **4HA8**
 4 épingles pour la zone courante **8HA8**
 2 nappes pour la zone courante **2HA8**
 1 écarteur pour la zone courante **1HA6**

Voiles (V4,V6) on a :
 2 cadres pour la zone d'about **4HA8**
 4 épingles pour la zone courante **8HA8**
 2 nappes pour la zone courante **2HA8**

VII-4) FERRAILAGE DES LINTEAUX :

VII-4-1) Introduction :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrees à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les Sens d'action peuvent être alternée.

- **Ferrailage :**

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture. Ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

VII-4-2) Efforts internes dans les Linteaux dus au combinaisons les plus défavorables :

Pour le calcul du ferrailage du linteau, les efforts internes obtenu avec le logiciel

ETABS 9.7.0 sont :

$$V_u = 430,4 \text{ KN}$$

$$M = -187,606 \text{ KN.m}$$

$$N = -185,08 \text{ KN}$$

$$h = 0,875 \text{ m} ; b = 20 \text{ cm} ; l = 1,20 \text{ m}$$

$$V = 1,4 V_u$$

$$V = 1,4 \times 430,4 = 602,56 \text{ KN}$$

VII-4-3) Recommandation du RPA99/Version 2003 :

D'après l'article 7.7.3 du RPA99/version 2003 :

VII-4-3-1) Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0,06 f_{c28}$

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) .

Des aciers transversaux (A_t) .

Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c) .

✓ **Aciers longitudinaux : (A_l)**

Ils sont donnés par la formule suivante : $A_l \geq M / (Z \times f_e)$

Tel que : M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$).

$z = h - 2d$ / h : Hauteur total du linteau.

d : la distance d'enrobage.

✓ **Aciers transversaux : (A_t)**

1^{er} cas: Linteaux longs ($\lambda_g = l / h > 1$) ; $St \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / V$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$$V = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$$

l : Porté du linteau.

2^{ème} cas: Linteaux courts ($\lambda_g = l/h \leq 1$) ; $S_t \leq A_t \cdot f_e l / (V + A_t f_e)$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2 V_{u \text{ calcul}}$$

$$V_1 \leq (M_{ci} + M_{cj}) / l_{ij}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

VII-4-3-2) Deuxième cas: $\tau_b \geq \tau_b = 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M,V) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D), à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = V / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec:} \quad \text{tg } \alpha = (h - 2d')/l$$

$$V : V_{\text{Calcul}} \text{ (sans majoration).}$$

✓ Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{Epaisseur du linteau.} \\ h : \text{Hauteur du linteau.} \end{array} \right.$

✓ Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times S_t$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t$$

✓ Armatures en section courante : (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,20%

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h$$

✓ Armatures diagonales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \quad A_D = 0$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,06 f_{c28} \quad A_D \geq 0,0015 \times b \times h$$

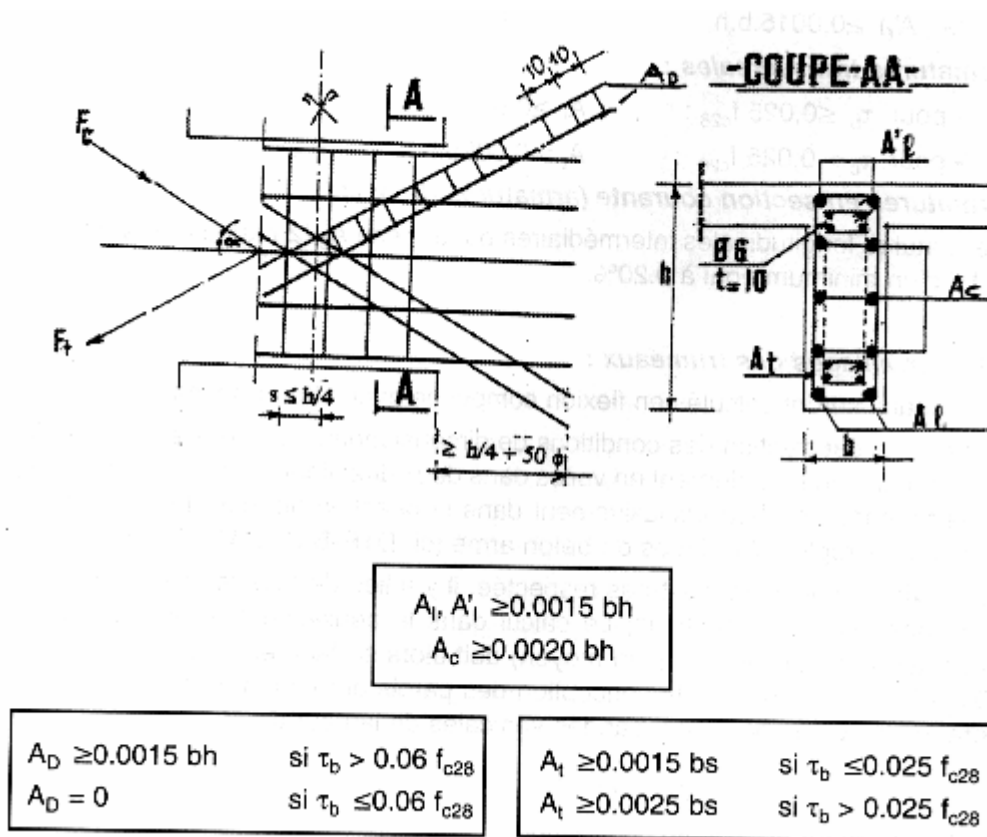


Figure VII.4 : Armatures de linteaux

VII-4-4) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99, on a :

$\tau_b = V / b_0 d$; $d = 0,9 h = 0,7875 m$

$\tau_b = 0,60256 / (0,2 \times 0,7875) = 3,82 MPa$

$\tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 MPa$

$\tau_b = 3,82 MPa < \tau_b = 5 MPa$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

VII-4-5) Ferrailage et calcul des armatures :

$f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 MPa$

$\tau_b = 3,82 MPa > 1,5 MPa$; donc on devra disposer :

- Des armatures longitudinaux (A_l, A'_l)
- Des armatures transversaux (A_t)
- Des armatures diagonales (A_D)
- Des armatures en partie courante (aciers de peau) (A_c)

- Armatures longitudinaux :

Les armatures longitudinales inférieures et supérieures sont calculées par la formule :

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$$

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times 20 \times 87,5$$

$$A_l, A_l' = 2,625 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2 HA14 (**3,08 cm²**)

• **Armatures transversaux :**

$$\tau_b = 3,82 \text{ MPa}; 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t$$

$$s \leq h / 4$$

$$h / 4 = 21,875 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{t \text{ min}} = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1 cadre (**2HA8=1,01 cm²**)

• **Armatures diagonales :**

$$A_D = V / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec: } \text{tg } \alpha = (h - 2d') / l$$

$V : V_{\text{Calcul}}$ (sans majoration)

$$h = 87,5 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$l = 120 \text{ cm}$$

Donc :

$$\text{tg } \alpha = 0,646 \implies \alpha = 32,85^\circ$$

$$A_D = 9,91 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99/version2003 la section minimale des armatures diagonales est :

$$A_D \geq 0,0015 \times b \times h$$

$$A_{D \text{ min}} = 2,625 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (9,91 ; 2,625) = 9,91 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8 HA14 (**12,32 cm²**)

• **Armatures en section courante :**

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h$$

$$A_c = 3,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6 HA10 (**4,71 cm²**)

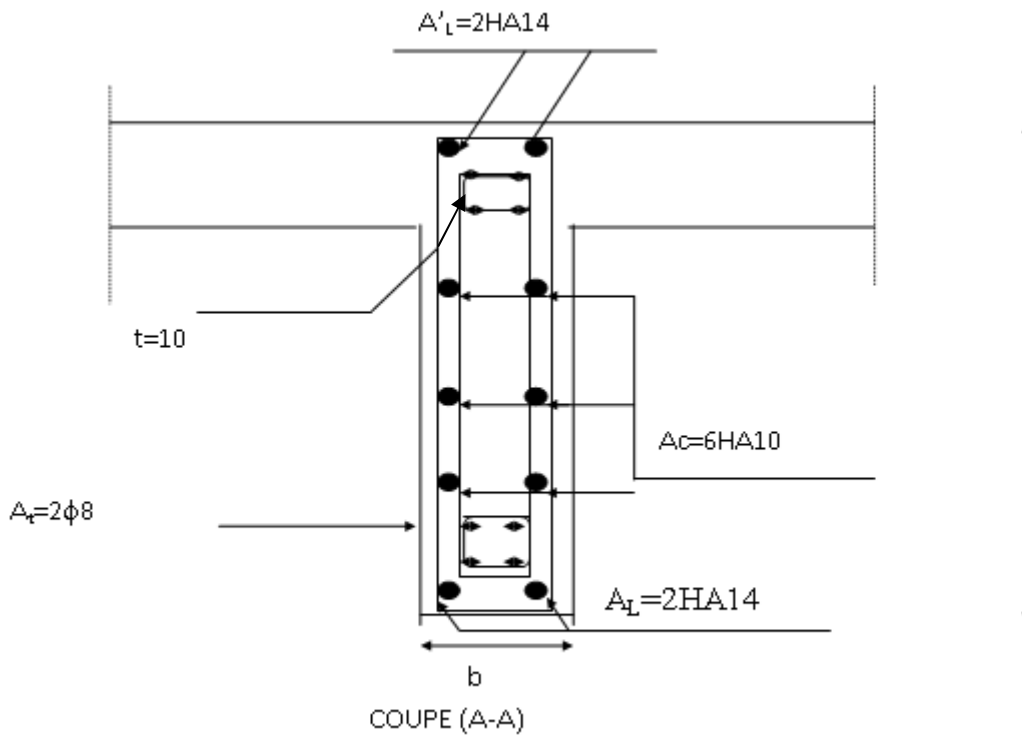


Figure VII.5 : Schéma de ferraillage du linteau

VII-5) FERRAILLAGE DES POTEAUX SOLIDAIRE DES VOILES :

VII-5-1) Introduction :

Les poteaux solidaires des voiles (30x30), vont être ferraillés avec la section maximale d'acier obtenue dans deux cas, lorsqu'ils sont considérés comme solidaires et non solidaires des voiles

VII-5-2) Efforts internes dans les Raidisseurs dus au combinaison les plus défavorables :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons (effort normal, Moment) donnés par le logiciel **ETABS9.7.0** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 40. Efforts internes dans les raidisseurs

Poteau	Section	N^{\max}	M^{corr}	N^{\min}	M^{corr}	M^{\min}	N^{corr}	M^{\max}	N^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[kN]
Raidisseurs	30×30	1205,3	-5,04	-593,6	8,44	-60,142	23,97	60,134	-3,45
combinaisons		G + Q ± E_x		G + Q ± E_x		0,8G ± E_y		0,8G ± E_y	

VII-5-3) Ferraillage longitudinale :

- Calcul des Armatures :

M_u (MN.m)	N_u (Mn)	M_{ua} (MN.m)	situation		μ_a	α	Z (m)	A_s (cm ²)
0.060134	-0.00345	0.15799	accidentelle	SPC	0.125606	0.168344	0.755457	2.062538
-0.060142	0.02397	0.05750	accidentelle	SPC	0.120444	0.160912	0.757864	-2.48829
0.00543	1.20537	0.01452	accidentelle	SPC	0.293617	0.446914	0.6652	-24.8877
8.44KN.m	-593.62KN		accidentelle	SET	$A_{s1}=6,54$		$A_{s2}=8,30$	14,83

- Choix des barres :

Tableau 41. Choix des barres pour les raidisseurs

Zone	A_s (Voile)/30cm	A_s (Poteau)	A_s (CNF)	$A_{s\ min}$ (RPA)	A_s choisi	Choix des barres
Zone V	1,2 cm ²	14,83 cm ²	0,978 cm ²	8,1 cm ²	16,08 cm ²	8HA16
Zone IV	1,2 cm ²	14,83 cm ²	0,978 cm ²	8,1 cm ²	16,08 cm ²	
Zone III	1,617 cm ²	14,83 cm ²	0,978 cm ²	8,1 cm ²	16,08 cm ²	
Zone II	5,568 cm ²	14,83 cm ²	0,978 cm ²	8,1 cm ²	16,08 cm ²	
Zone I	11,268 cm ²	14,83 cm ²	0,978 cm ²	8,1 cm ²	16,08 cm ²	

VII-5-4) Ferraillage transversal :

Tableau 42. Ferraillage transversal des raidisseurs

ZONE	V_u max (KN)	ρ_a	A_t RPA	A_t min RPA	A_t BAEL	A_t adopté	Choix	
Zone Courante $S_t=12$ cm	77,47	2,5	1,936	1,08	0,36	1,936	4HA8	2cadre
Zone Nodale $S_t=10$ cm	77,47	2,5	1,614	0,90	0,30	1,614	4HA8	2cadre

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VIII

VIII) ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII-1) INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII-2) ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE:

VIII-2-1) Dimensionnement :

D'après le RPA99/version 2003 : Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10 m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 3 m.

VIII-2-2) Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

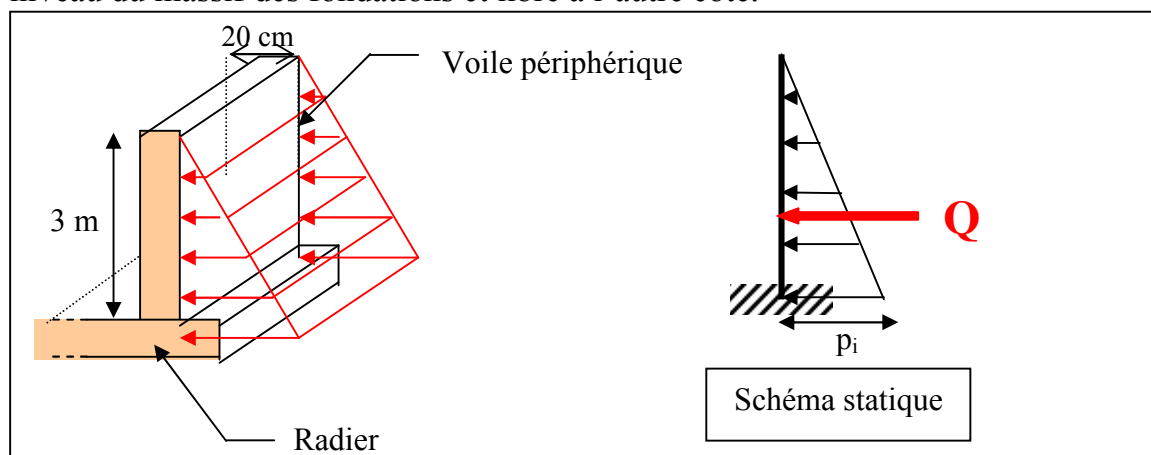


Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec: } Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

K_0 : Coefficient de poussée

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

φ : Angle de frottement de remblai = 30° .

$$K_0 = 0,333$$

$$h = 3 \text{ m}$$

γ_d : Poids spécifique du remblai = $1,8 \text{ t/m}^2$.

$$P_i = 1,8 \text{ t/m}$$

$$Q = 2,7 \text{ t}$$

D'où : $M = 0,693 \text{ t.m.}$

$$M = 6,93 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

VIII-2-3) Ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 0,693 \text{ t.m} = 0,693 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section ($1,00 \times 0,2$) m^2

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left[\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 161,31 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,18 \text{ m}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d$$

$$X = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 161,31} \times 0,18$$

$$X = 0,105 \text{ m}$$

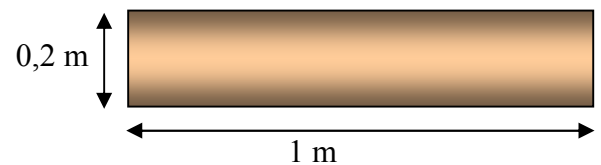
$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,105}{3}$$

$$Z = 0,145 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,105 \times 15 \times 0,145$$

$$\bar{M}_1 = 0,114 \text{ MN.m}$$



$M_{ser} < \overline{M}_I \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\overline{Z} = \min \{Z ; d - (h/3)\}$$

$$\overline{Z} = \min (0,145 ; 0,18 - (0,2/3))$$

$$\overline{Z} = 0,113 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st,z}}$$

$$A_s = 3,80 \text{ cm}^2$$

- Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/Version 2003 :

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

On a : $A_{CNF} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_e)$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$A_{CNF} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1 / 400$$

$$A_{CNF} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s$$

- Choix des barres :

$$A_s = \text{Max} (A_{cal}, A_{CNF})$$

10HA12/ml (**11,31 cm²**) espacées de 20 cm

VIII-2-4) Ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximum entre deux poteaux

Donc $L = 3 \text{ m}$

$$P_{moy} = (P_{max} + P_{min}) / 2$$

$$P_{max} = 1,8 \text{ t}$$

$$P_{min} = 0 \text{ t (correspond à } h = 0)$$

$$P_{moy} = (1,8 + 0) / 2$$

$$P_{moy} = 0,9 \text{ t}$$

$$M_o = P_{moy} \times L^2 / 8$$

$$M_o = 1,0125 \text{ t.m}$$

M_t : Moment en travée

$M_e = M_w =$ moment aux appuis

$$M_t = 0,75 \times M_o$$

$$M_e = M_w = 0,5 \times M_o$$

$$M_t = 0,759 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_w = 0,50625 \text{ t.m}$$

VIII-2-4-1) Ferrailage en travée :

$$F_e = 400 \text{ MPA}$$

$$M_t = 0,759 \text{ t.m}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,2 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0165$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \varepsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,02079$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,178 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,22 \text{ cm}^2$$

VIII-2-4-2) Ferrailage sur appuis :

$$M_e = 0,50625 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,0110$$

$$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \varepsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0138$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,179 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 0,81 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = 2,17 \text{ cm}^2 > A_s$$

- Choix des barres :

10HA8/ml (**5,03 cm²**) espacées de 20 cm (en Travée et sur appuis)

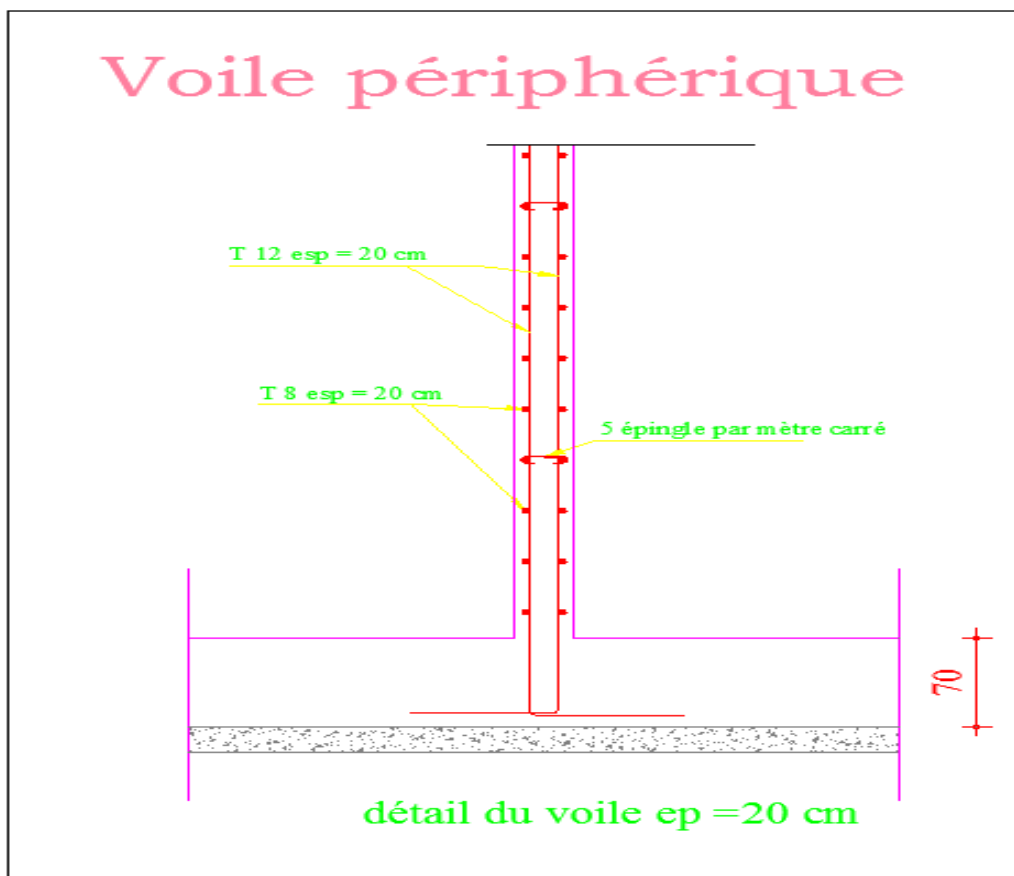


Figure VIII.2 : Ferrailage du voile périphérique

VIII-3) ETUDE DES FONDATIONS :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✚ Type d'ouvrage à construire.
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✚ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✚ La raison économique.
- ✚ La facilité de réalisation.

VIII-3-1) Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2,5 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes
- Radier évidé
- Radier général

- Radier General :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VIII-3-2) Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

VIII-3-2-1) Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 4,80\text{m}$$

$$\text{D'où : } h \geq 48\text{cm}$$

On prend : **h = 60cm**

VIII-3-2-2) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq L_{\max} / \pi$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier.

$$\text{Avec : } I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

$$E = 3,21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$K = 4000 \text{ t/m}^3.$$

D'où :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h_r \geq 68,86 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **$h = 70 \text{ cm}$**

VIII-3-2-3) Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL91:

$$\tau_u = V_{u \max} / (b \times d) \leq \overline{\tau}$$

$$\overline{\tau} = 0,07 f_{c28} / \gamma_b$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur prise en compte ($b = 1$)

$$\gamma_b = 1,15$$

$$d = 0,9h$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S \times 0,07 f_{c28}}$$

On a :

$$N_u = 7500,203 \text{ t}$$

$$S = 472,6 \text{ m}^2$$

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$$

$$h \geq 27,81 \text{ cm}$$

VIII-3-2-4) Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 70 cm :

$$h = 70 \text{ cm}$$

VIII-3-3) La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \leq \frac{N_s}{S}$$

$$N_s / S = (N_{radier} + N_{bâtiment}) / S = (G_{radier} + Q + G_{bâtiment}) / S$$

Avec :

$$S_{bat} = 472,6 \text{ m}^2$$

- **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

On optera pour un débord de $D = 1 \text{ m}$

$$D'ou : S_r = S + D \times 2 \times (X + Y) = 472,6 + 1 \times 2 \times (28,2 + 21) = 571 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 571 \text{ m}^2$

- **ELS :**

$$S_{min} = N / \sigma = ((571 \times 0,7 \times 2,5) + 8356,599) / 25 = 374,23 \text{ m}^2.$$

- **ELU :**

$$S_{min} = N / \sigma = ((571 \times 0,7 \times 2,5 + 11441,982) / 25 = 497,65 \text{ m}^2.$$

VIII-3-4) Vérification du radier :

VIII-3-4-1) Vérification a l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W > \alpha \gamma h S_r$$

Lorsque le sous-sol est saturé par une nappe de 4m et lorsque le temps est sec (**Ou $\gamma_w = 0$**) il n'y pas lieu de vérifier la condition.

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} : W_{bat} + W_{rad} = 8499,453 \text{ t}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3,7$ m)

S_r : Surface du radier ($S_r = 571$ m²)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 1 \times 3,7 \times 571$$

$$\alpha \gamma h S_r = 3169,05 \text{ t} < 8499,453 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VIII-3-4-2) Vérification au non poinçonnement:

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas le voile le plus sollicité est le voile (PA67) $L = 3,60$ m

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

$$N_u = 501,701 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 501,701 / 3,60 = 139,36 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 1,3936 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : épaisseur du radier.

μ_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile .

$$\mu_c = 2 (3,60 + 0,2 + 2 \times 0,70) = 10,4 \text{ m}$$

$$N_u = 0,045 \times 10,4 \times 0,7 \times 25 = 8,19 \text{ MN}$$

$$N_u = 1,39 \text{ MN} < N_u = 8,19 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VIII-3-4-3) Vérification de la stabilité au renversement :

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$)

Tableau43. Vérification de la stabilité au renversement

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	M/N (m)	B/4 (m)
G+Q±E_x	93558,49	-659587,354	-7,05	7,15
G+Q±E_y	93558,49	599892,891	6,40	7,15
0,8G±E_x	68281,33	-446056,364	-6,53	7,15
0,8G±E_y	68281,33	355405,405	5,21	7,15

La condition est vérifiée pour les quatre combinaisons

VIII-3-5) Caractéristiques géométriques du radier :VIII-3-5-1) Centre de gravité :

Tableau44. Centre de gravité du radier

X ; Y	centre de gravité du radier	centre de gravité du bâtiment	Ex	Ey
Xg	11,90 m	10,90 m	1 m	/
Yg	10,14 m	10,10 m	/	0,04 m

VIII-3-5-2) Inerties du radier :

Les inerties du radier sont :

- $I_x = b h^3 / 12 + A.D_x^2$
- $I_y = b^3 h / 12 + A.D_y^2$

Tableau45. Inertie Ix du radier

Panneau	b(m)	h(m)	$I_{xx} (m^4)$	A(m ²)	D _x (m)	A.D _x ² (m ⁴)	$I_{xx}+A.D_x^2(m^4)$
p1	23,8	21,8	20547,79	518,84	0	0	20547,793
p2	3,2	8,85	184,8411	28,32	13,5	5161,32	5346,1635
p3	3,2	8,85	184,8411	28,32	13,5	5161,32	5346,1635
Totale						$I_x = 31240,12 m^4$	

Tableau46. Inertie Iy du radier

Panneau	b(m)	h(m)	$I_{yy} (m^4)$	A(m ²)	D _y (m)	A.D _y ² (m ⁴)	$I_{yy}+A.D_y^2(m^4)$
p1	23,8	21,8	24490,977	518,84	0,760	299,681984	24790,6589
p2	3,2	8,85	24,1664	28,32	6,915	1354,18381	1378,35021
p3	3,2	8,85	24,1664	28,32	6,915	1354,18381	1378,35021
Totale						$I_y = 27547,38 m^4$	

$$I_x = 31240,12 m^4$$

$$I_y = 27547,38 m^4$$

VIII-3-6) Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- **(G+Q±E)** pour les contraintes maximales en compression.
- **(0,8G±E)** pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,75 \text{bars}$$

VIII-3-6-1) Vérification au non soulèvement : (0,8G±E)

- Sens x-x:

$$X_g = 11,9 \text{ m}$$

$$I_x = 31240,12 \text{ m}^4$$

$$M = 549868,322 \text{ KN.m}$$

$$N = -58288,83 \text{ KN}$$

$$S = 571 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.X_g}{I_{xx}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M.X_g}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = +311,538 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -107,374 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 206,81 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 375 \text{ KN/m}^2$$

- Sens y-y:

$$Y_g = 10,14 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 27547,38 \text{ m}^4$$

$$M = 355405,405 \text{ KN.m}$$

$$N = -58288,83 \text{ KN}$$

$$S = 571 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.Y_g}{I_{yy}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M.Y_g}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = +28,740 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -232,904 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = -36,671 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 375 \text{ KN/m}^2$$

VIII-3-6-2) Vérification de la compression : (G+Q±E)

- Sens x-x:

$$X_g = 11,9 \text{ m}$$

$$I_x = 31240,12 \text{ m}^4$$

$$M = 549868,322 \text{ KN.m}$$

$$N = 83565,99 \text{ KN}$$

$$S = 571 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.X_g}{I_{xx}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M.X_g}{I_{xx}}$$

$$\sigma_1 = +448,401 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -156,276 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 297,663 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 375 \text{ KN/m}^2$$

- Sens y-y:

$$Y_g = 10,14 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 27547,38 \text{ m}^4$$

$$M = 910921,621 \text{ KN.m}$$

$$N = 83565,99 \text{ KN}$$

$$S = 571 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M.Y_g}{I_{yy}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M.Y_g}{I_{yy}}$$

$$\sigma_1 = +481,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -188,953 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} = 313,999 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 375 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes maximales et minimales sont vérifiées pour les deux sens transversal et longitudinal.

VIII-3-7) Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. On calcul les moments dans les dalles pour une bande de largeur unitaire (1ml).

VIII-3-7-1) Méthode de calcul :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : coefficient fonction de $\alpha = l_x / l_y$ (avec $l_x \leq l_y$) .

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad ; \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75M_x$; $M_{ty} = 0,75M_y$)

➤ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5M_x$; $M_{ay} = 0,5M_y$)

Le plus grand panneau est le panneau (3,80 x 4,80)

$$\alpha = l_x / l_y = 0,79$$

VIII-3-6-2) Evaluation des charges et surcharges :

○ ELU :

$$q_u = 224,01 \text{ KN/m}^2$$

○ ELS :

$$q_{ser} = 163,85 \text{ KN/m}^2$$

VIII-3-6-3) Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (3,80 × 4,80).

- Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU :

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens-x				Sens-y			
			μ _x	M _x KN.m	M _{tx} KN.m	M _{ax} KN.m	μ _y	M _y KN.m	M _{ty} KN.m	M _{ay} KN.m
3,8	4,8	0,79	0,057	184,38	138,28	92,19	0,586	108,04	81,03	54,02

Les efforts à L'ELS:

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens-x			Sens-y				
			μ _x	M _x KN.m	M _{tx} KN.m	M _{ax} KN.m	μ _y KN.m	M _y KN.m	M _{ty} KN.m	M _{av} KN.m
3,8	4,8	0,79	0,057	134,86	101,14	67,43	0,586	79,03	59,27	39,51

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

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

	sens-x		Sens-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (KN.m)	92,19	138,28	54,02	81,03
μ	0,00431	0,006470	0,002001	0,0030016
α	0,00540	0,008114	0,002504	0,0037576
Z (m)	0,6286	0,6279	0,6294	0,6290
A _s (cm ² /ml)	4,2140	6,3277	2,4664	3,7015
A _{smin} (cm ² /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6

- **Calcul des armatures a l'ELS :**

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

	Sens-x		Sens-y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _{ser} (KN.m)	67,43	101,14	39,51	59,27
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
d (m)	0,63	0,63	0,63	0,63
X(m)	0,332	0,332	0,332	0,332
Z (m)	0,5192	0,5192	0,5192	0,5192
Z'(m)	0,397	0,397	0,397	0,397
\bar{M}_1 (MN.m)	1,293	1,293	1,293	1,293
A _s (cm ² /ml)	8,431	12,646	4,939	7,410
A _{smin} (cm ² /ml)	7,6	7,6	7,6	7,6

- Choix des barres :

On prend :

2 x 5HA14 ($A_s = 15,39 \text{ cm}^2$) espacées de 20 cm.

- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l/2 = 537,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

VIII-3-8) Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 100 cm, le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de 1m.

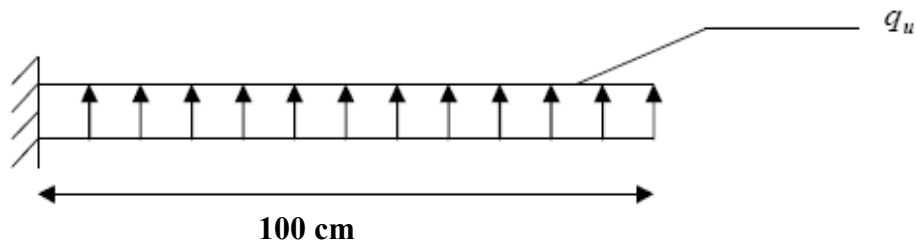


Figure VIII.3 : Schéma statique de débord du radier

VIII-3-8-1) Ferrailage de débord :

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

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 63 \text{ cm}$$

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

$$q_u = 224,01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 163,85 \text{ KN/m}^2$$

Fissuration préjudiciable : $M_{\max} = q L^2 / 2$; donc on aura :

- E.L.U :

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 112,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,63 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,019916$$

$$\epsilon_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

$$\epsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = 3,5 / (3,5 + 1000 \epsilon_{es})$$

$$\alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \alpha_R (1 - 0,4 \alpha_R) = 0,392$$

$$\mu < \mu_R \quad (\text{domaine 1 ou 2-a})$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)$$

$$\alpha = 0,0251$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$Z = 0,623 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu < 0,186 \\ 0 < \alpha < 0,259 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Domaine 1}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_u / (Z \times \sigma_s)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5,16 \text{ cm}^2$$

▪ **E.L.S :**

$$M_{S_{\text{eru}}} = q_s L^2 / 2 = 81,92 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}(2/3 f_e ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj})) \quad , \quad \eta = 1,6$$

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

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d$$

$$x = 0,332 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3}$$

$$z = 0,519 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} X Z$$

$$\bar{M}_1 = 1,294 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{SSAC}$$

$$Z' = \min(Z ; d - (h_0/3))$$

$$Z' = \min(0,519 ; 0,397) \text{ m}$$

$$Z' = 0,397 \text{ m}$$

$$A_{\text{Ser}} = \frac{M_{\text{Ser}}}{Z \bar{\sigma}_{st}} \quad A_s' = 0 \text{ car } M_{\text{ser}} < \bar{M}_1$$

$$A_{\text{ser}} = 81,92 \times 10^{-3} / (0,397 \times 201,63)$$

$$A_{\text{ser}} = 10,23 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s > 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$A_{\text{smin}} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,7 \times (2,1/400) = 7,61 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \text{Max} (A_s; A_{ser}; A_{CNF}) = 10,23 \text{ cm}^2$

- Choix des barres :

On prend :

2x5HA14 ($A_s = 15,39 \text{ cm}^2$) espacées de 20 cm.

VIII-3-8-2) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,15f_{c28}/\gamma_b; 4\text{MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l = 224,01 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = 0,355 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

- Armatures de répartition :

$$A_t = A_s / 4 = 3,85 \text{ cm}^2$$

Donc On prend :

2x5 HA8 ($5,03 \text{ cm}^2$) espacées de 20 cm

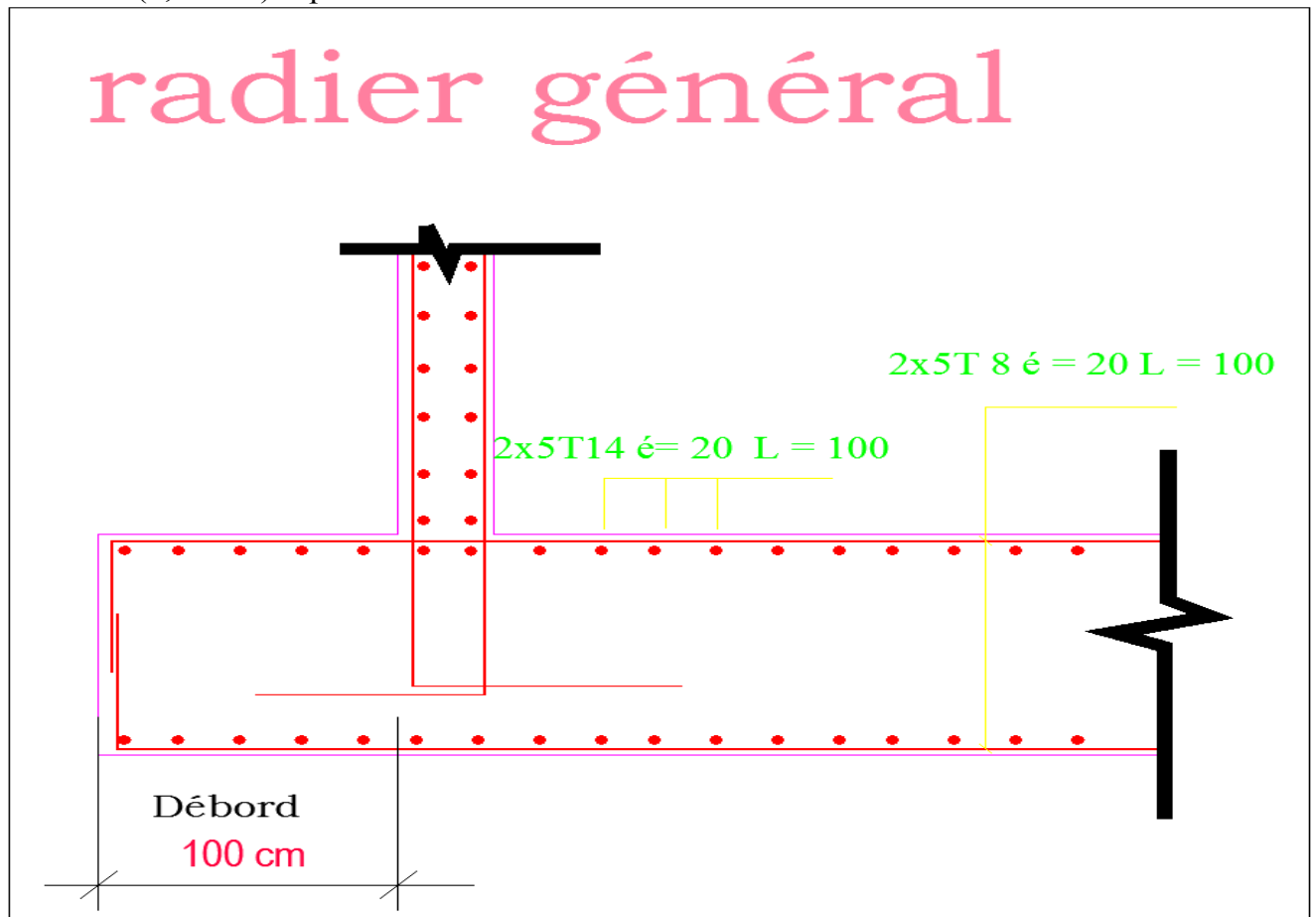


Figure VIII.4 : Ferrailage du radier

Annexes

CROQUIS DE FERRAILLAGE



CROQUIS DE FERRAILAGE

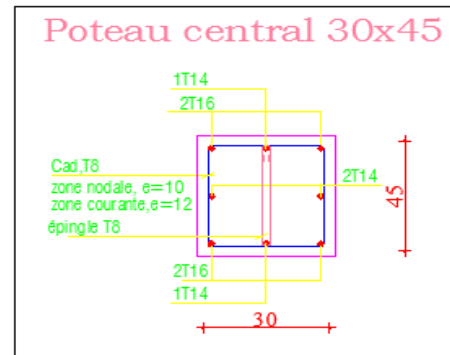
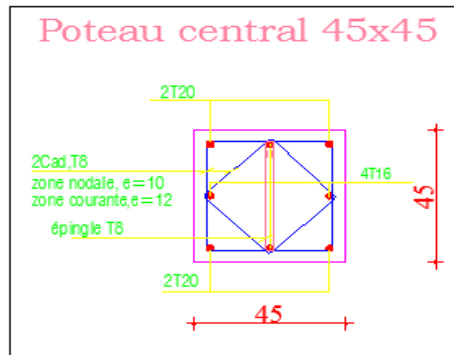
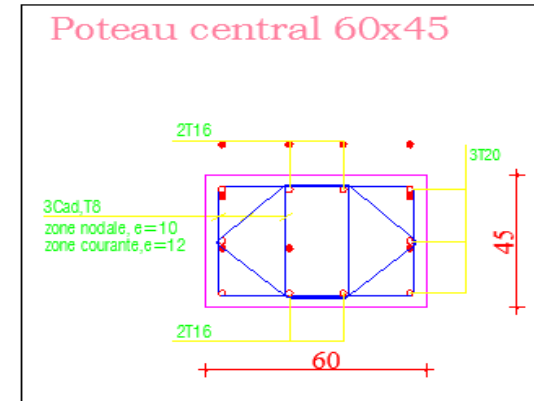
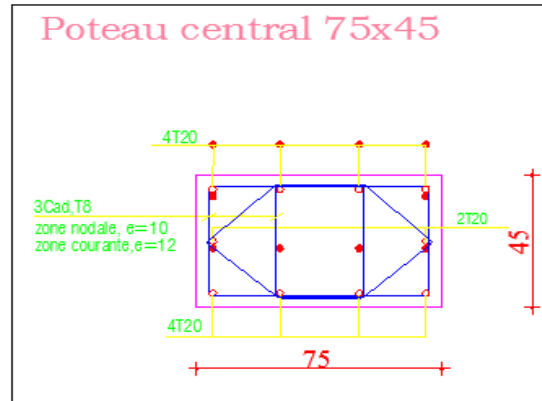
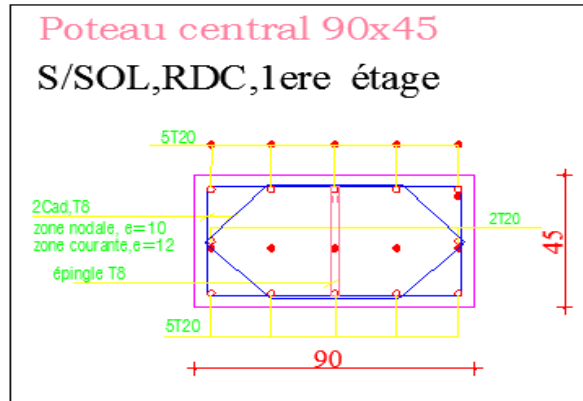


Figure.1 : Ferrailage des poteaux centraux

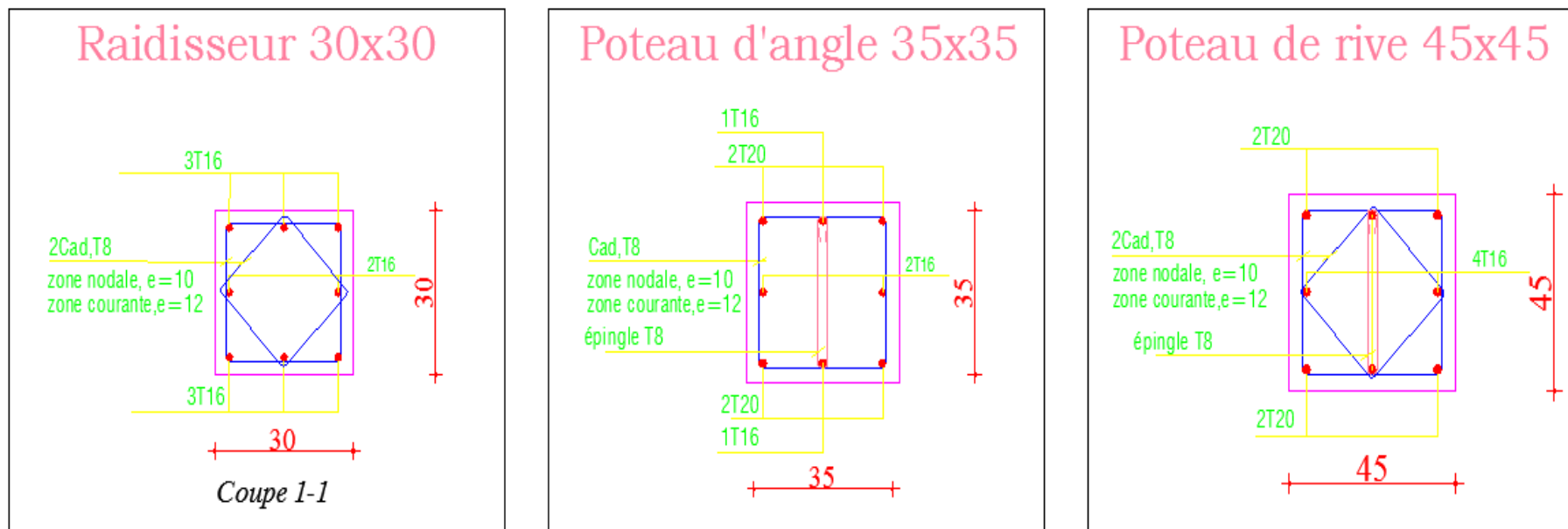


Figure.2 : Ferrailage des poteaux de rive, poteaux d'angle, raidisseurs

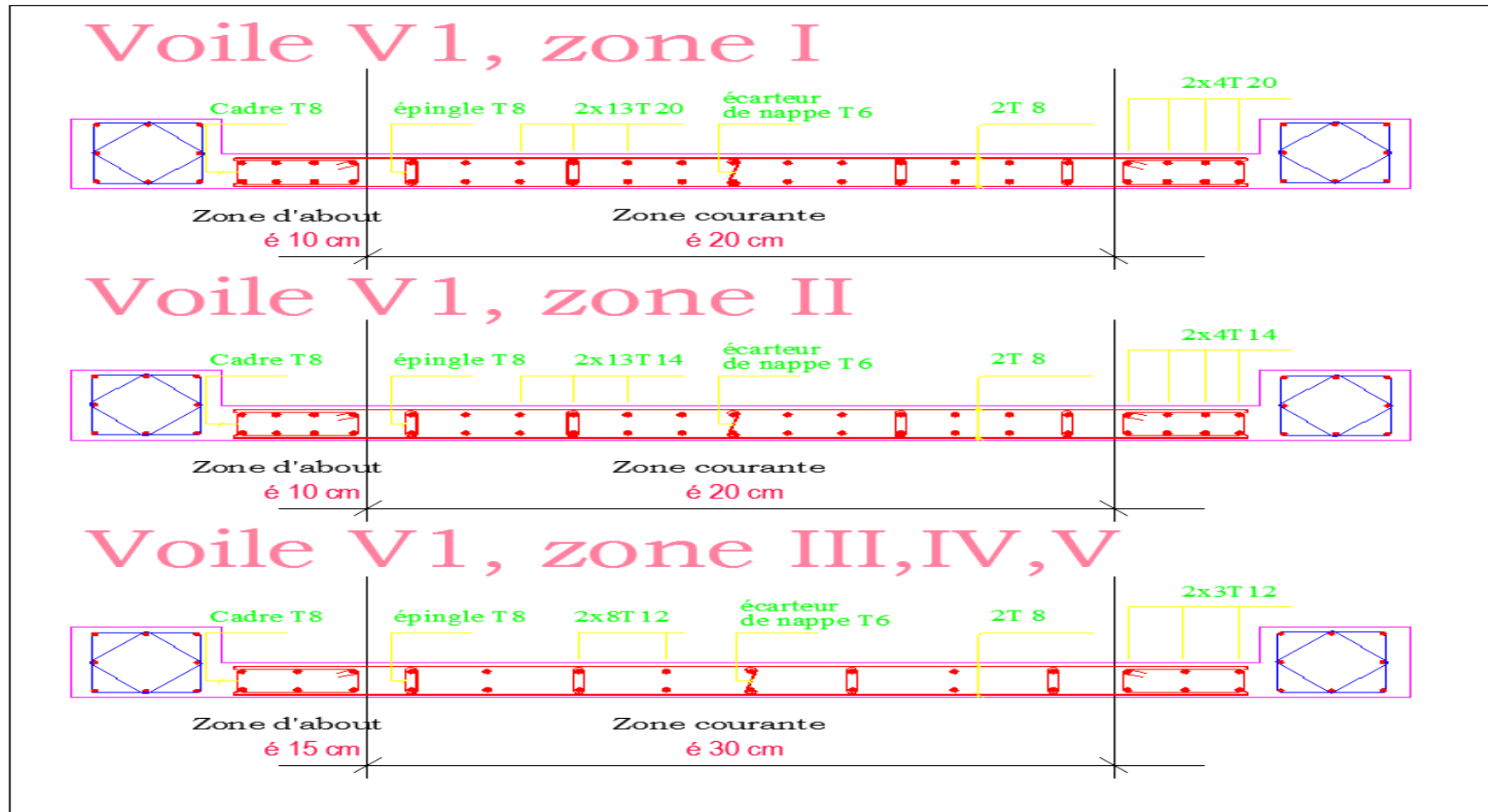


Figure.3 : Ferrailage du voile V1

Voile V4, voile v6

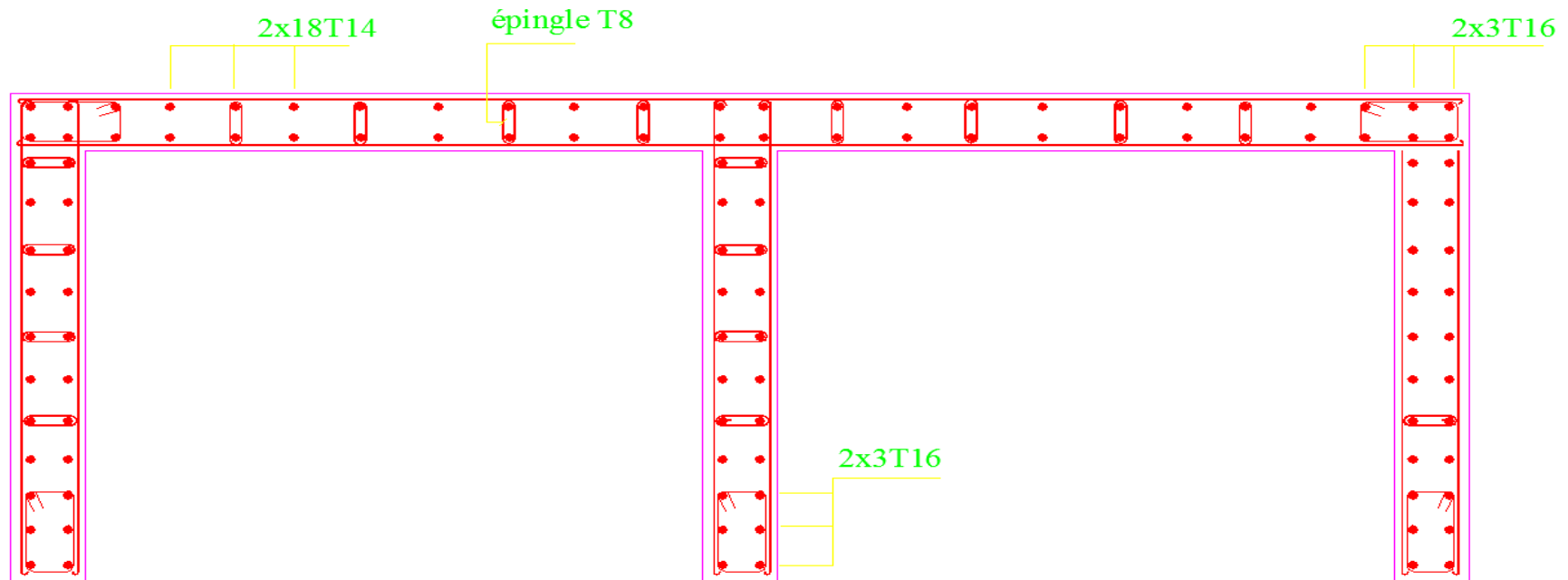


Figure.4 : Ferrailage du voile V4,V6

FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES TYPE 30X45

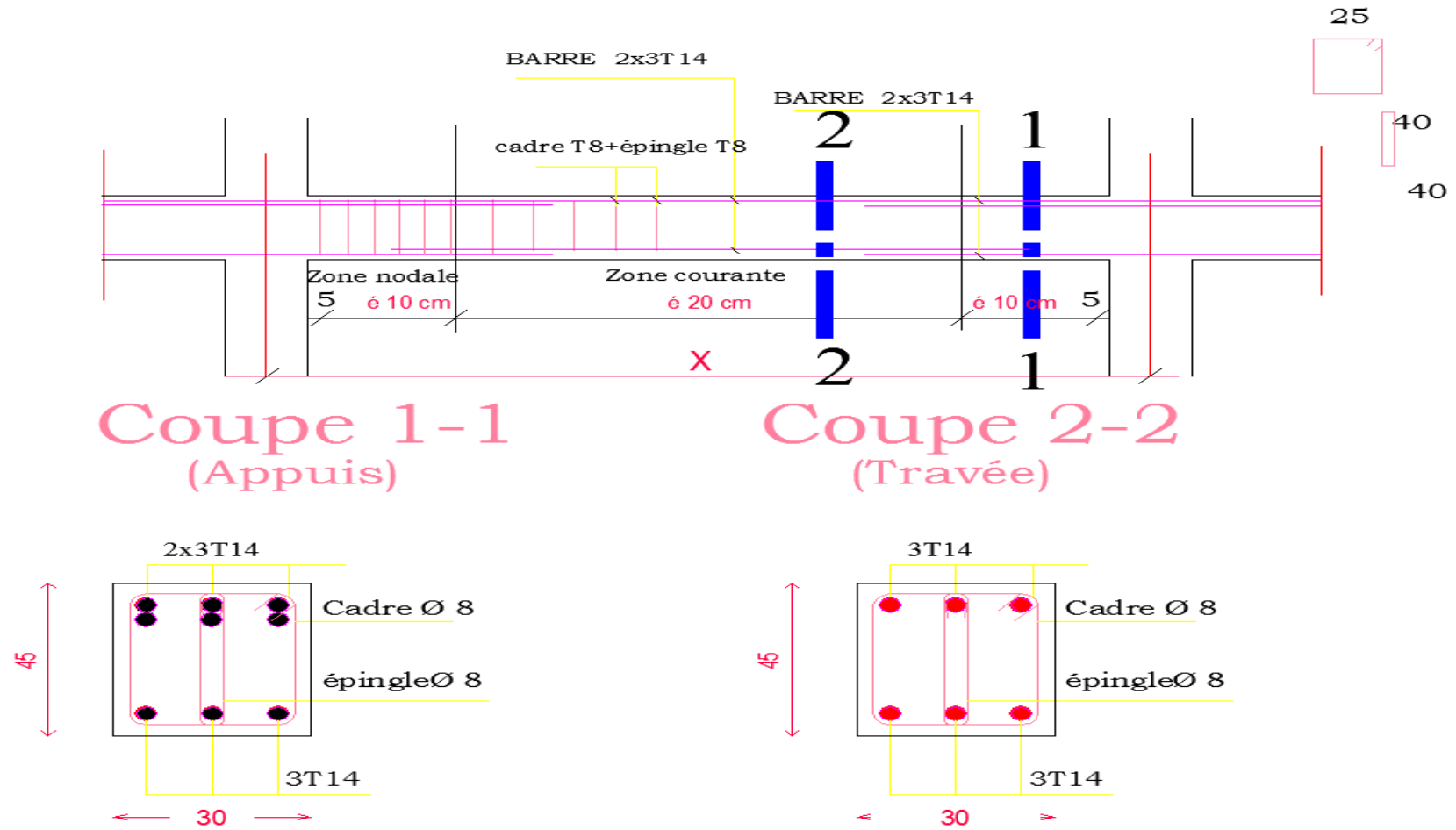


Figure.5 : Ferrailage de la poutre principale 45/30

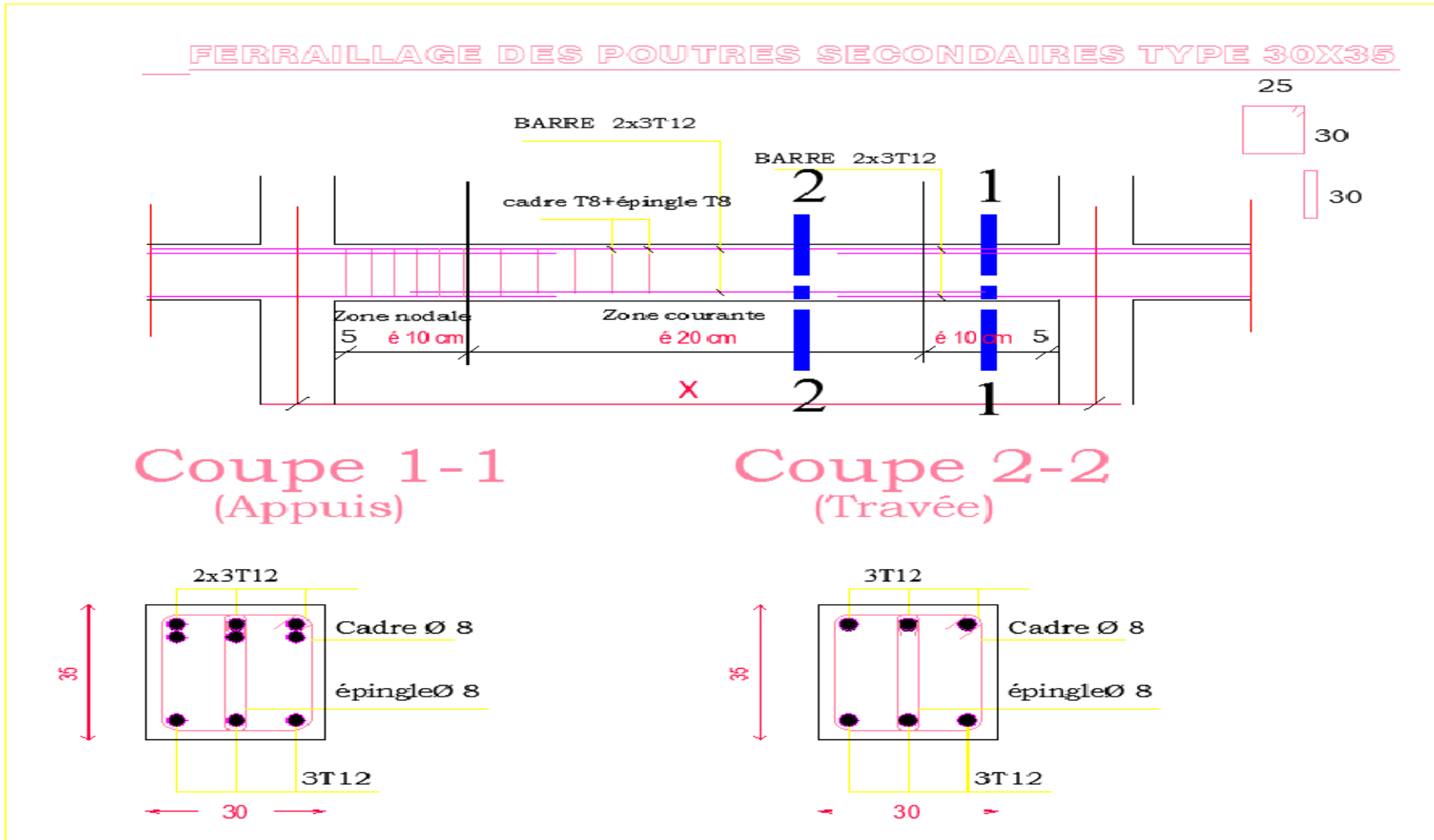


Figure.6 : Ferrailage de la poutre secondaire 35/30

Chapitre IX

COMMENTAIRES ET CONCLUSIONS



COMMENTAIRES ET CONCLUSIONS



Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placés.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- ❖ Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- ❖ Règles BAEL 91.
- ❖ Règles neige et vent. (RNV99).
- ❖ CBA 93.
- ❖ Cours de béton armé 4^{ème} année. (ENTP).
- ❖ Cours de 5^{ème} année 'structure'.
- ❖ Projets de fin d'études ENTP.
- ❖ DTR Charges permanentes et charges d'exploitation
- ❖ DTR règles de calcul des fondations superficielles