

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master 2 en Génie Civil.
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, à
ossature mixte
avec l'application d'ETABS*



Dirigé par : M^r GUEBAL

Etudié par: M^r KESRAOUI NASSIM
M^r NAILI IDIR

Année 2011/2012

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

■ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés elle 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 à Ma petite sœur.*

■ *A toute ma famille sans exception.*

■ *A tous mes amis.*

KESRAOUI NASSIM

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

 *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés elle 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 à Mes sœur.*

 *A toute ma famille sans exception.*

 *A tous mes amis.*

NAILI IDIR

PLAN DE TRAVAIL

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1- Situation du projet

I-2- Description de l'ouvrage :

a) Dimensions en évaluation

b) Dimensions en plan

c) Ossature de l'ouvrage

d) Planchers

e) Cage d'escaliers et ascenseur

f) Maçonnerie

Chapitre II : Matériaux et hypothèse

II-1-Définition du béton armé et de ses constituants :

II-1-a- Béton :

❖ Résistance du béton à la compression

❖ Résistance du béton à la traction

❖ Déformation longitudinale du béton

II-1-a-1- Matériaux inertes (granulats)

II-1-a-2- Ciments

II-1-a-3-Eau de gâchage

II-1-a-4- Dosage

II-1-b- Acier

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Introduction

1. Les planchers

2. Dalle pleine

II.3. Pré dimensionnement des éléments

1. Dalle pleine

2. Les planchers

3. Les poutres

4. Les voiles

5. Escaliers

6. Les poteaux

PLAN DE TRAVAIL

Chapitre IV : Calcul des éléments

- I. Calcul des planchers
- II. Calcul des escaliers
- III. Calcul de la acrotère
- IV. Calcul de la salle machine

Chapitre V : Présentation de L'ETABS

- I. Introduction
- II. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)
- III. Description du logiciel *ETABS*
- IV. Manuel d'utilisation de L'ETABS
- V. Etapes de modélisation

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

- I. Ferrailage des poutres
- II. Ferrailage des poteaux

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

- I. Ferrailage des voiles

Chapitre IX : Etude de L'infrastructure

- I. Introduction
- II. Etude géotechnique du sol
- III. Choix du type de la fondation
- IV. Dimensionnement
- V. Etude du radier général
- VI. Ferrailage du radier
- VII. Ferrailage du débord
- VII .Ferrailage des nervures

PLAN DE TRAVAIL

I-1- Situation du projet :

- ✓ Le bâtiment est implanté à Alger 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 meuble (S3).
- ✓ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.5$ bars.

I-2- Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste en l'étude complètes des éléments résistant d'un bâtiment à usage habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya D'ALGER, La structure est contreventée par des voiles et composée d'un sous sol, d'un rez-de-chaussée et 8 étages de logement

a) Dimensions en évaluation :

- la hauteur totale est de :28,14 m (y compris l'acrotère)
- la hauteur du RDC est de : 3,06 m
- la hauteur de l'étage courant est de : 3,06m

b) Dimensions en plan :

- sens longitudinal : longueur totale = 25,20 m
- sens transversal : largeur totale = 14,95 m

c) Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est par voiles; il consiste à reprendre les forces horizontales (forces sismiques) et une partie des efforts verticaux .

d) Planchers :

Dans notre bâtiment, on a utilise des planchers à corps creux.

e) Cage d'escaliers et ascenseur :

Elles servent a relier les niveaux successifs de faciliter les déplacements inter étages

f) Maçonnerie : La maçonnerie sera exécutée en briques creuses :

- ✓ **Murs extérieurs :** Ils sont constitués de :

Briques creuses de 15 cm, une âme d'air de 5 cm et briques creuses de 10 cm

- ✓ **Murs intérieurs :**

Tous les murs sont réalisés par une seule cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

II-1-Définition du béton armé et de ses constituants :

II-1-a- Béton :

Le mot béton, du latin *bitument*, est la même origine étymologique que bitume, connu depuis les Romains, et même avant, en Mésopotamie, pour les bétons de chaux. Un des premiers grands ouvrages en bétons est le Panthéon de Rome, construit sous Hadrien en 128 apr. J.-C. : couple hémisphérique de 43,20 m de diamètre à base de béton de pouzzolane.

Le béton armé a été inventé en 1848 par Louis Joseph Lambot pour la construction de deux barques qui existent toujours et par Joseph Monier pour des bacs à fleurs (1849). Monier a ensuite beaucoup œuvré en Allemagne avec ce matériau connu outre-Rhin sous le nom de *Monier béton*.

Les bétons de bétons armés sont constitués de ciment, granulats (sables, gravillons, cailloux), eau et, éventuellement, d'adjuvant pour améliorer certaines caractéristiques (retardateur de prise, accélérateur de prise, entraîneur d'air pour la résistance au gel, super fluidifiant pour réduire la quantité d'eau ou augmenter la résistance, etc.).

❖ Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression. Elle est évaluée à 28 jours (valeur caractéristique requise). Celle-ci notée f_{c28} est choisie en compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte sur chantiers pour le choix de la valeur de f_{c28} , on peut considérer que :

$f_{c28} = 20\text{MPa}$ facilement atteinte sur les chantiers.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Dans notre cas, elle est prise égale à **25MPa**. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge de « J » jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance « f_{cj} ».

Pour $J \leq 28$ f_{cj} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

❖ Résistance du béton à la traction : La résistance du béton à la traction est très faible. Elle est définie par :

$$f_{ti} = 0.6 + 0,06f_{cj} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas : $f_{ti} = 2.1 \text{ MPa}$

❖ Déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation longitudinale instantané :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale différé :

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé permet de calculer la déformation finale du béton qui est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{ej}} \longrightarrow E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton
 V : coefficient de poisson.

$v = 0.0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
 $v = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

- Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative

II-1-a-1- Matériaux inertes (granulats) :

D'origine divers : granites, quartzites, basaltes, grès, calcaire, etc. Ils sont extraits de ballastières lorsqu'ils sont d'origine alluvionnaire (granulats à bord lisses et arrondis) ou de carrières et donc broyés (granulats anguleux). Les granulats sont des grains minéraux classés en fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballasts, suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 125 mm.

Les granulats constituent le squelette du béton. Généralement moins déformables que la matrice de ciment, ils s'opposent à la propagation des microfissures provoquées dans la pâte par le retrait : ils améliorent ainsi la résistance de la matrice. La nature des liaisons qui se manifestent à l'interface "granulat/pâte de ciment", conditionne les résistances mécaniques du béton. Le choix d'un granulats est donc un facteur important dans la composition du béton, qui doit toujours être étudié en fonction des performances attendues.

Remarque : On évitera d'illustrer le mot agrégat qui est la mauvaise copie du mot anglais *gregate*. Un agrégat, en français, est un agglomérat de matériaux (du latin *grex, gregis* : troupeau).

II-1-a-2- Ciments :

Les ciments existent depuis l'époque romaine (du latin *caementum*, pierre naturelle), mais leur forme moderne, connue sous le nom de ciment Portland artificiel, est due à Louis Joseph Vicat (1817) et Joseph Apsdin (1824).

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière minérale finement moulue qui est gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau. Le durcissement de la pâte de ciment est principalement dû à l'hydratation des silicates de calcium $[(CaO)_3SiO_2]$ et $[(CaO)_2SiO_2]$.

Le ciment est obtenu par cuisson à 145°C d'un mélange de calcaire (environ 80%) et d'argile (environ 20%). Il est constitué principalement d'aluminosilicates de calcium et de magnésium. Le résultat de la cuisson, le clinker est finement broyé en poudre, pour être vendu en vrac ou en sac.

Classes	Définition
CEM I	Ciment Portland
CEM II	Ciment Portland composé (au laitier, fumée de silice, pouzzolane, cendres volantes, schistes calcinés, calcaire)
CEM III	Ciment de haut-fourneau
CEM IV	Ciment pouzzolanique
CEM V	Ciment Portland composé (laitier, cendres)

Classes de ciment.

❖ Classification mécanique des ciments :

Les ciments sont classés par la norme algérienne NA 442-2000 selon les spécifications suivantes :

- ✓ Résistance au jeune âge (à deux jours) ;
- ✓ Résistance normale (à 28 jours) ;
- ✓ Temps de début de prise.

Classe	Résistance à la compression (N/mm ²)		Temps de début de prise (mn)	
	Résistance au jeune âge	Résistance normale		
		L _{inf}		L _{sup}
32,5	-	≥ 32,5	≤ 52,5	≥90
32,5 R	≥ 13,5			
42,5	≥ 12,5	≥ 42,5	≤ 62,5	≥60
42,5 R	≥ 20,0			
52,5	≥ 20,0	≥ 52,5	-	
52,5 R	≥ 30,0			

Spécifications mécaniques des ciments. (NA 442-2000)

II-1-a-3-Eau de gâchage :

Nécessaire à l'hydratation du ciment, l'eau facilite aussi la mise en oeuvre du béton (effet lubrifiant) dans la mesure où on n'abuse pas de cette influence par un excès d'eau qui diminue les résistances et la durabilité du béton.

L'eau doit être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis). L'eau potable convient toujours. Le gâchage à l'eau de mer est à éviter, surtout pour le béton armé.

Pour le gâchage du béton, on utilise une eau qui ne contient pas d'addition affectant le durcissement du ciment ou bien altérant la qualité du ciment. Il est toujours conseillé d'utiliser de l'eau potable dont la qualité ne provoque pas de doute ; sinon, il est nécessaire de contrôler la qualité de l'eau.

II-1-a-4- Dosage :

❖ Composition du béton :

Le dosage d'un béton courant est composé de :

- ✓ 350Kg de ciment CPA 25.
- ✓ 400L de sable.
- ✓ 800L de gravillons ($D \leq 25\text{mm}$).
- ✓ 175L d'eau.

1-b- Acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leurs nuances et leurs états de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la manière suivante :

- Ronds lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Treillis soudés

Les diamètres utilisés sont (en mm) : 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40.

La qualité des aciers de construction est réglementée par l'arrêté interministériel du 8 mars 1997 ; relatif aux spécifications techniques et aux règles applicables aux aciers ronds de béton armé.

Les caractéristiques techniques des aciers de constructions visées par cet arrêté sont :

❖ **Dimensions, masses linéiques et tolérances :**

Dimensions, masse linéique et tolérances des barres d'aciers de construction.

Type	Diamètre nominal (mm)	Aire de section transversale nominale (mm ²)	Masse linéique	
			Prescription (kg/m)	Ecart toléré en %
Aciers lisses	6	28.3	0.222	±8
	8	50.3	0.395	±8
	10	78.5	0.617	±5
	12	113	0.888	±5
	16	201	1.580	±5
	20	314	2.470	±5
Aciers haute adhérence	6	28.3	0.222	±8
	8	50.3	0.395	±8
	10	78.5	0.617	±6
	12	113	0.888	±6
	14	154	1.210	±6
	16	201	1.580	±6
	20	314	2.470	±5
	25	491	3.850	±5
	32	804	6.310	±5
	40	1256	9.860	±5

❖ Caractères mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$

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

$$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

❖ Hypothèses de calcul Résistance du béton à la compression et**Résistance du béton à la traction****❖ Etats limites :**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà de ce seuil, une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

➤ Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, au delà de cette limite, on aura :

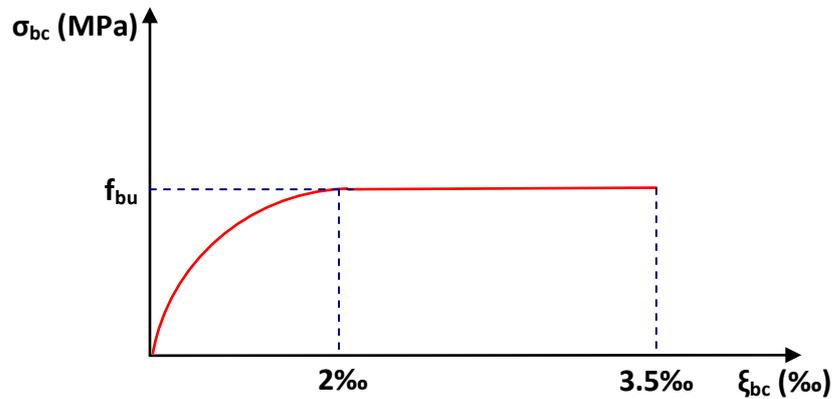
- ✓ La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- ✓ La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- ✓ La transformation de la structure en un mécanisme déformable.
- ✓ L'instabilité de la forme au flambement.
- ✓ La détérioration par effet de fatigue.

❖ hypothèses de calcul :

- ✓ les sections planes avant déformation restent planes après déformation
- ✓ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration.
- ✓ Les déformations des sections sont limitées à : $\xi_{bc} = 3.5\%$ en flexion et $\xi_{bc} = 2\%$ en compression simple.
- ✓ L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\xi_{bc} = 10\%$
- ✓ Le diagramme contraintes déformations du béton est parabole rectangle.
- ✓ Le diagramme contraintes déformations de l'acier triangle rectangle.

✓ On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.

- Diagramme ‘contraintes- déformation du béton’



« Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

θ : dépend de la probabilité d'application (t) de la charge

$\theta = 0.85$ si $t < 1h$ $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$ $\theta = 1$ si $t > 24h$
--

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charge entraînant une diminution de la résistance.

γ_{bc} : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton

le coefficient γ_{bc} vaut :

1.5 : en situation durable et transitoire (SDT) 1.15 : en situation accidentelle (SA)
--

Pour : $f_{c28} = 22MPa$

$f_{bu} = 12.46MPa$ $f_{bu} = 16.26MPa$	en SDT en SA
--	-------------------------------

❖ **contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

❖ **Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.93\text{MPa}.$$

❖ **Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.2\text{MPa}.$$

-Diagramme "contraintes déformations des aciers" :

Le diagramme contraintes déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

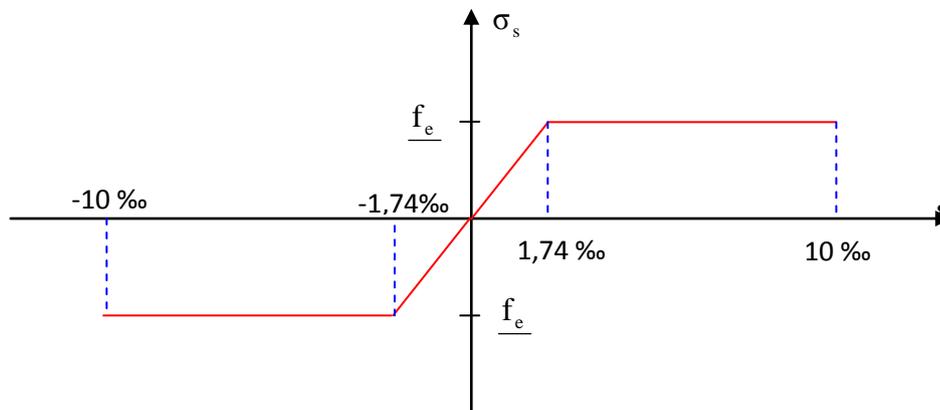


Diagramme "contraintes-déformation de l'acier"

Le diagramme de calcul des aciers se déduit on remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité

$$\text{On définit : } \gamma_s = \left\{ \begin{array}{ll} 1.15 & \text{en SDT} \\ 1 & \text{en SA} \end{array} \right\}$$

On rappelle que : $E_s = 200000\text{MPa}$

Si $\epsilon_s \leq f_e/\gamma_s E_s \quad \longrightarrow \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s$

Si $f_e/\gamma_s E_s \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_s = f_e/\gamma_s$

❖ **les contraintes de traction :**

$\epsilon_s = 10\text{‰}$ donc : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$ {

348MPa en **SDT**

400MPa en **SA**

 }

➤ **Etat limite de service :**

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu' il y a un état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : Pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures.

❖ **Hypothèses de calcul :**

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- ✓ Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- ✓ Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

-Diagramme contrainte déformation du béton :

Dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28}$

D'où : $\overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

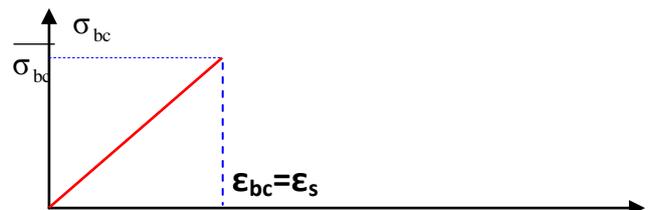


Diagramme contrainte – déformation du béton à ϵ_{bc}

❖ **Contraintes dans l'acier :**

Elle dépend de l'état de fissuration :

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ **FPN**
- $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ **FP**
- $\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$ **FTP**

Avec :

η : coefficient de fissuration et est pris égale à 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = 347.83 \text{MPa} \quad \text{en FPN} \\ \sigma_s = 201.63 \text{MPa} \quad \text{en FP} \\ \sigma_s = 164.97 \text{MPa} \quad \text{en FTP} \end{array} \right\}$$

Introduction :

Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure.

Pour le pré-dimensionnement des éléments on tient compte des prescriptions réglementaires données par le **RPA 2003** et le **CBA93**.

1- Planchers :

Les planches sont définies comme étant des éléments horizontaux assurant la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) et aussi une isolation thermique, phonique, acoustique, coupe feu et étanchéité.

1-a- Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion,
- ✓ L'isolation acoustique,
- ✓ La Résistance au feu.

❖ Résistance à la flexion :

Dans notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur deux appuis qu'on notera (D_{p1}), et d'autres reposant sur quatre appuis au niveau des salles machines (D_{p2}).

① L'épaisseur minimale des dalles DP1 :

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{605} = 0.25 < 0.4$ **Donc** : le panneau est portatif dans un seul sens

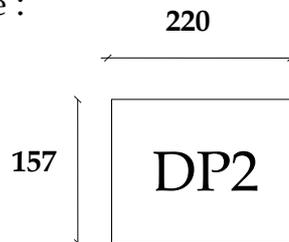
$$\rho_x \leq 0.4 \implies E_p \geq \frac{L_x}{20} = \frac{150}{20} \implies E_p \geq 7.50 \text{ cm}$$

② L'épaisseur minimale de la dalle pleine des salles machines DP2:

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 157 \text{ cm}$$

$$L_y = 220 \text{ cm}$$



$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{157}{220} = 0.71 < 1$ **Donc** : le panneau est portant dans les deux sens.

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \implies E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{157}{30} \implies E_p \geq 5,23 \text{ cm}$$

❖ **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

❖ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \implies E_p \geq 14 \text{ cm} .$$

❖ **Conclusion :**

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15 cm**

1-b- Dalles :

Tous les planchers de notre bâtiment seront en corps creux, L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

❖ Condition d'isolation acoustique :

Pour le respect d'une bonne isolation contre les bruits aériens :

Contre les bruits aériens : $P_{\text{lancher}} \geq 400 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 16 \text{cm}$.

Contre les bruits d'impacts : $P_{\text{lancher}} \geq 350 \text{Kg/m}^2 \Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow e = 14 \text{cm}$.

❖ Condition de sécurité contre l'incendie :

- ✓ Pour une heure de coupe feu : $e = 7 \text{cm}$.
- ✓ Pour deux heures de coupe feu : $e = 11 \text{cm}$.

❖ Condition de de resistance acoustique à la flexion :

$$L_{\text{max}_x}/22.5 < e < L_{\text{max}_y}/22.5 ;$$

$$L_{\text{max}_x}=6.1 \text{m} ; L_{\text{max}_y}=3.83 \text{m} \Rightarrow 383/22.5 < e < 610/22.5 \Rightarrow 17.02 < e < 27.11$$

Conclusion :

$e = 21 \text{cm}$ donc (16+5)

1-b- Poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

❖ BAEL 91 :

- ✓ Sous charges verticales $\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$
- ✓ Sous charges horizontales : $h_p \geq \frac{L_{\text{max}}}{12} \Rightarrow h_p \geq 31,67 \text{ cm}$.

Où : L_{max} : portée entre nus.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

❖ Poutres principales :

Sous charges verticales : $\frac{610}{15} \leq hp \leq \frac{610}{10} \Rightarrow 40,66 \leq hp \leq 61 \text{ cm}.$

Sous charges horizontales : $hp \geq \frac{L_{\max}}{12} \Rightarrow hp \geq 50,83 \text{ cm}.$

Soit: **h = 55cm**

$0,3.hp \leq b \leq 0,8.hp \Rightarrow 16,5\text{cm} \leq b \leq 44\text{cm}$; donc : **b = 30 cm**

❖ RPA 2003: (Art 7-5)

- $b \geq 20\text{cm}.$
- $h \geq 30\text{cm}.$
- $h/b [4. \Rightarrow 55/30 = 1,83 [4$ **Conditions vérifiées.**
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1.$

Conclusion :

Les dimensions des poutres principales pour tous les niveaux sont :

$$\boxed{b = 30\text{cm}}$$

$$\boxed{h = 55\text{cm}}$$

❖ Poutres secondaires :

Sous charges verticales : $\frac{383}{15} \leq hp \leq \frac{383}{10} \Rightarrow 25,53 \leq hp \leq 38,83 \text{ cm}.$

Sous charges horizontales : $hp \geq \frac{L_{\max}}{12} \Rightarrow hp \geq 31,91\text{cm}.$

Soit : **h = 40cm**

$0,3.hp \leq b \leq 0,8.hp \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 3\text{cm}$; donc : **b = 30 cm**

❖ RPA 2003: (Art 7-5)

- $b \geq 20\text{cm}.$
- $h \geq 30\text{cm}.$
- $h/b [4. \Rightarrow 40/30 = 1,33 [4$ **Conditions vérifiées.**
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1.$

Conclusion :

Les dimensions des poutres secondaires dans les deux sens et pour tous les niveaux sont :

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

$$h = 40\text{cm}$$

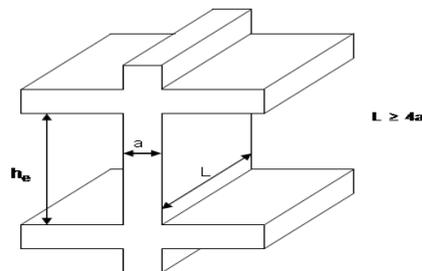
2 - Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé ayant deux rôles :

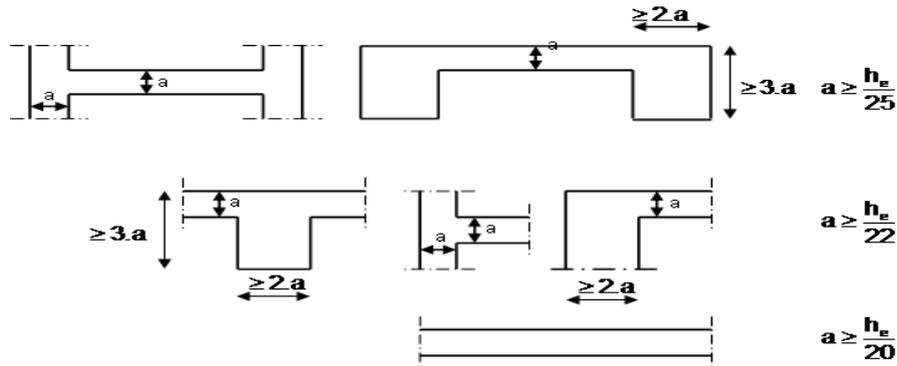
- ❖ **Le contreventement** : qui est l'action de transmettre les charges horizontales aux fondations et de limiter les flèches horizontales du bâtiment.
- ❖ **la résistance aux charges et surcharges verticales** : suivant le critère de l'isolation acoustique et la protection contre l'incendie.

D'après l'article **7.7.1 du RPA2003** :

- ✓ On considère comme voile les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$.
- Avec :
- L : longueur du voile.
 - a : épaisseur du voile.
 - h_e : hauteur de l'étage



- ✓ L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15cm.
- ✓ De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :



Dans notre cas :

$$a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20).; \quad h_e = 4,08 - 0,16 = 3,92\text{m.}$$

$$a \geq \frac{3,92}{20} \Rightarrow a \geq 0,196 \text{ m.}$$

Conclusion:

$$a \geq \max (15\text{cm}, 19,6\text{cm})$$

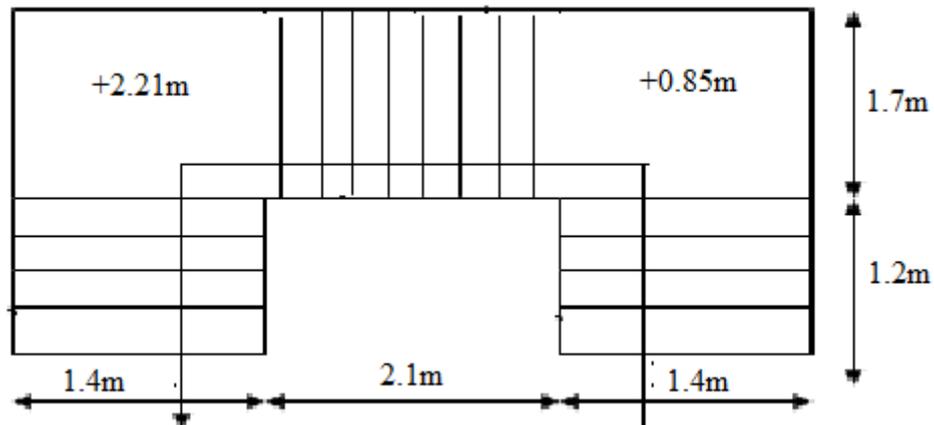
Pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure On prend :

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

2- **Escaliers :**

Un escalier est une suite de degrés (marches) permettant d'accéder aux différents étages. Il ne faut pas oublier qu'un escalier est avant tout un élément de jonction entre plusieurs niveaux, qu'il encaisse des chocs et que le risque de chute n'est pas à négliger. L'aspect sécurité et stabilité est prioritaire sur l'aspect esthétique. Dans un escalier bien établi la largeur des giron des marches n'est pas arbitraire, mais elle est en rapport avec la hauteur des marches. On peut donc, connaissant la hauteur des marches, déterminer la longueur du giron, mais en se rapprochant le plus possible de La relations suivante :

❖ Escaliers :



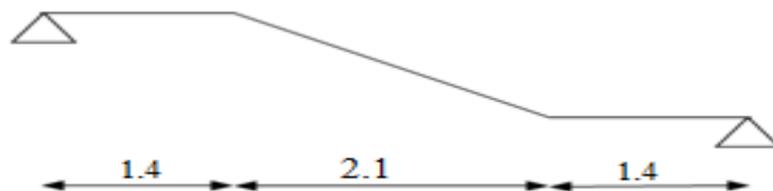
$59\text{cm} < (g + 2hm) < 64\text{cm}$ (**Blondel**); **h** : hauteur contre marche ; **g** : largeur de la marche.
 La volée comporte "n" contremarche et "n-1" marche :
 $59 - 2hm \leq g \leq 66 - 2hm \Leftrightarrow 25\text{cm} < g < 32\text{cm}$

hm = 17cm et g = 30cm

$\text{tg}\varnothing = hm/g = 17/30 = 0,567 \Rightarrow \varnothing = 29,54^\circ \Rightarrow \text{Cos}\varnothing = 0,87.$

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e »

telle que : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}$



$L = 2,10 / \text{Cos}\alpha + 1,4 + 1,4 = 5,21\text{m}$ D'où $0,173\text{m} \leq e \leq 0,20\text{m}$

Conclusion :

✓ Hauteur d'étage : **h = 3,06m**

- ✓ Hauteur de la contre marche : **hm = 17cm**
- ✓ Le giron : **g = 25cm**
- ✓ Epaisseur de la palliase : **e = 18cm**
- ✓ Longueur en plan de la volée : **L = 2,41m**

3- Descente de charge :

❖ Terrasse inaccessible :

- ✓ Poids propre du plancher (16+5)..... = 290 kg/m².
- ✓ Protection gravillon (4cm)0,04.1600 = 80 kg/m².
- ✓ Etanchéité multicouches..... 12 kg/m².
- ✓ Béton de pente (12cm).....0,12.2200 = 264 kg/m².
- ✓ Liège (4cm).....0,04.40 = 1,6 kg/m².
- ✓ Plâtre (3cm).....0,03.1000 = 30 kg/m².

Charge permanente..... **G_{terr} = 677.6 kg/m².**
 Charges d'exploitation..... **Q_{terr} = 100 kg/m².**

❖ Etage courant :

- ✓ Poids propre du plancher (16+5)..... = 290 kg/m².
- ✓ Plâtre (3cm).....0,03.1000 = 30 kg/m².
- ✓ Lit de sable (3cm)0,03.1700 = 51 kg/m².
- ✓ Chape (2cm)..... 0,02.2000 = 40 kg/m².
- ✓ Carrelage (2cm).....0,02.2200 = 44 kg/m².
- ✓ Cloisons de répartition 100 kg/m².

Charge permanente..... **G_{EC} = 555 kg/m².**
 Charges d'exploitation **Q_{EC} = 150 kg/m².**

❖ Balcon :

- ✓ Poids propre du plancher(16+5)..... = 325 kg/m².
- ✓ Enduit ciment (3cm).....0,03.1800 = 54 kg/m².
- ✓ Chape (2cm).....0, 02.2000 = 40 kg/m².
- ✓ Lit de sable (3cm) 0,03.1700 = 51 kg/m².
- ✓ Carrelage (2cm) 0,02.2200 = 44 kg/m².
- ✓ Cloisons de répartition 100 kg/m².

Charge permanente..... **G_{bal} = 614 kg/m².**
 Charges d'exploitation **Q_{bal} = 350 kg/m².**

❖ **Garde corps :**

- ✓ Poids propre brique creuse (10 cm).....0,1.900 = 90 kg/m²
- ✓ Enduit ciment (3 cm).....0,03.1800 = 54 kg/m²
- ✓ Enduit ciment (2 cm).....0,02.1800 = 36 kg/m²

G_{garde corps} = 180 kg/m²

En prenant une hauteur de garde corps égale à 1.2m : **G_{garde corps} = 216 kg/ml**

❖ **Voile :**

- ✓ Voile en béton armé.....0,2.2500 = 450 kg/m².
- ✓ Enduit de plâtre (2cm).....0,02.1000 = 20 kg/m².
- ✓ Enduit ciment.....0,03.1800= 54 Kg/m²

G_v = 574 kg/m².

❖ **Maçonnerie :**

- ✓ Brique creuse (25cm)..... 0,25.900 = 225 kg/ m².
- ✓ Enduit ciment0,03.1800 = 54 Kg/m²
- ✓ Enduit plâtre0,02.1000 = 20 Kg/m²

G_{maç} = 299 kg/ m².

Nous avons : la hauteur de la maçonnerie “h_{maç}” égal à :

h_{maç(e-c)} = h_{étage} - h_{poutre} = 3,06-0,55 = 2,51m.

h_{maç(s/s)} = h_{étage} - h_{poutre} = 2,80-0,55 = 2,25m.

❖ **Escalier :**

a) **Volée :**

- ✓ Poids propre de la volée avec Ø = 29.34° $\frac{0,18.2500}{\cos\alpha} = 517.24\text{kg/m}^2$
- ✓ Poids propre de la marche..... $\frac{0,17.2200}{2} = 187\text{kg/m}^2$
- ✓ Enduit de ciment (2cm).....0,02.1800 = 36 kg/m².
- ✓ Chape (2cm)0, 02.2000 = 40 kg/m².
- ✓ Carrelage (2cm).....0,02.2200 = 44 kg/m².

Charge permanente..... **G_{volée} = 824.24 kg/m².**

Charges d'exploitation **Q_{volée} = 250 kg/m².**

b) **Palier :**

- ✓ Poids propre du palier..... 0,18.2500 = 450 kg/m².
- ✓ Lit de sable (3cm).....0,03.1700 = 51 kg/m².
- ✓ Chape (2cm).....0, 02.2000 = 40 kg/m².
- ✓ Carrelage (2cm).....0,02.2200 = 44 kg/m².

- ✓ Enduit ciment (2cm)..... $0,03.1800 = 54 \text{ kg/m}^2$.
- Charge permanente..... $G_{\text{palier}} = 639 \text{ kg/m}^2$.
- Charges d'exploitation $Q_{\text{palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$.

❖ **Acrotère :**

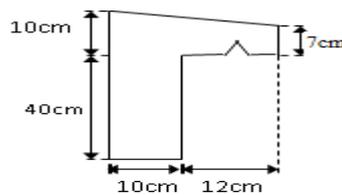
$S_{\text{acr}} = 0,10 \cdot 4 + (0,1 + 0,07) \cdot 0,22/2$.

$S_{\text{acr}} = 0,0587 \text{ m}^2$.

$P = 0,50 + 0,23 + 0,07 + 0,40 = 1,20 \text{ m}$

- ✓ Poids propre $0,0587.2500 = 146,75 \text{ kg/ml}$
- ✓ Enduit de ciment..... $1,2354 = 64,84 \text{ kg/ml}$

$G_{\text{acr}} = 211,01 \text{ kg/ml}$



❖ **Dimensionnement des Poteaux :**

❖ Selon le **BAEL 91 :**

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue à l'ELU sous charges verticales engendrant une compression centrée :

$$Nu \leq \alpha \times \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{Fe}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$Br = (a - 0,02)^2$ pour une section carrée.

$\gamma_s = 1,15$.

A : coefficient qui est fonction de l'élancement géométrique λ

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50. \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Puisque la structure est implantée dans une zone de forte sismicité (zone III);
Le % min=0,9% de la section du béton (Selon le l'article 7.4.2.1 du RPA 2003).

$$\Leftrightarrow \frac{A}{B} = 0,009 \approx \frac{A}{Br} \quad \text{et donc : } A = 0,009 Br$$

En remplaçant dans la formule on obtient :

$$B_r \geq \frac{1,35 \beta \cdot Nu}{0,009 f_e + 0,85 f_{c28}}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + \frac{0,163 (\lambda)^2}{1000}$$

$$\text{Pour éviter le flambement on prend } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + \frac{0,163 \times (35)^2}{1000}$$

$$\beta \approx 1,2 B_r \geq 0,065 \cdot Nu$$

➤ Selon le l'article 7.4.3.1 du RPA 2003 :

Les vérifications prescrites par le CBA 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 :

$$\frac{Nu}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow B_c \geq \frac{Nu}{0,3 \times f_{c28}}$$

$$B_c \geq 0,134 \cdot Nu$$

➤ En optant pour des poteaux carrés de côté «a» nous aboutissons à :

-Pour le poteaux carrée

$$B_r \geq (a - 0,02)^2 \Leftrightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 \text{ Pour BAEL99}$$

$$B_c \geq a^2 \Leftrightarrow a = \sqrt{B_c} \quad \text{Pour RPA 2003}$$

$$Nu = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q$$

Nous effectuons ces calculs sus-cités pour les 2 poteaux les plus sollicités :

- ✓ Le poteau de rive le plus sollicité.
- ✓ Le poteau intérieur le plus sollicité.

❖ Au RDC :

On prend le poteau intérieur le plus sollicité : (B.4)

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{6,55 + 5,05}{2}\right) \times \left(\frac{3 + 4}{2}\right) = 20,265 \text{ m}^2$$

$$N_G = (1,1N_{GT} + 1,1N_{GEC} \times n + 1,1N_{GRDC}) \times 15\% S.$$

$$N_G = (1,1 \times 667,6 + 1,1 \times 555 \times 8 + 1,1 \times 555) \times 15\% \times 20,265 ; N_G = 1,45 \text{ MN}.$$

$$N_Q = \left[(Q_{\text{terrasse}} + Q_{E.C} \times (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 3 \times 0,5) + Q_{RDC} \right] \times 15\% S$$

$$N_Q = \left[(100 + 150 \times (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 3 \times 0,5) + 150 \right] \times 1,15 \times 20,265$$

$$N_Q = 0,25 \text{ MN}.$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 (1,45) + 1,5 (0,25) = 2,33 \text{ MN}.$$

➤ **Selon le BAEL**

$$Br \geq 0,17 \text{ m} \Rightarrow a \geq 0,43 \text{ m}$$

➤ **Selon le RPA**

$$Bc \geq 0,134 * N_u = 0,31 \Rightarrow a \geq 0,558$$

On prend : **(60×60)** cm.cm

On prend le poteau de rive le plus sollicité (E.6) :

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{4,28}{2}\right) \times \left(\frac{3,98}{2} + 1,65\right) = 7,79 \text{ m}^2$$

$$N_G = N_{G \text{ plancher}} + N_{G \text{ maç}} + N_{G \text{ acr}}$$

$$-N_{G \text{ plancher}} = (1,1N_{GT} + 1,1N_{GEC} \times n + 1,1N_{GRDC}) \times 10\% S.$$

$$N_{G \text{ plancher}} = 0,53 \text{ MN}$$

$$-N_{G \text{ maç}} = G_{\text{maç}} \times L \times n$$

$$L = 1,99 + 1,65 + 2,14 = 5,78 \text{ m}.$$

$$N_{G \text{ maç}} = [299 \times 5,78 \times (2,51,8 + 3,53)] + 2,25 \times 5,78 \times 574 = 0,483 \text{ MN}.$$

$$-N_{G \text{ acr}} = G_{\text{acr}} \times L = 211,01 \times 5,78 = 0,0122 \text{ MN}$$

$$\text{Nous avons : } N_G = \sum N_{Gi} \Rightarrow N_G = 1,048 \text{ MN}$$

$$N_Q = \left[(Q_{\text{terrasse}} + Q_{E.C} \times (1 + 0,9 + 0,8 + 0,7 + 0,6 + 3 \times 0,5) + Q_{RDC} \right] \times 10\% S$$

$$N_Q = 0,09 \text{ MN}.$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 (1,048) + 1,5 (0,09) = 1,55 \text{ MN}.$$

➤ **Selon le BAEL**

$$\Rightarrow Br \geq 0.112m \quad \Rightarrow \quad a \geq 0.335 \text{ m ;}$$

➤ **Selon le RPA**

$$Bc \geq 0.134 * Nu = 0.207 \quad \Rightarrow \quad a \geq 0.45$$

On prend : (50×50) cm.

❖ **Au 5^{ème} étage :**

On prend le poteau intérieur le plus sollicité (B.4)

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{6,55 + 5,05}{2} \right) \times \left(\frac{3 + 4}{2} \right) = 20,265 m^2$$

$$N_G = (1,1N_{GT} + 1,1N_{GEC} \times n + 1,1N_{GRDC}) \times 15\% S.$$

$$N_G = (1,1 \times 667.6 + 1,1 \times 555 \times 3) \times 15\% \times 20,265; \quad N_G = 0.60 MN.$$

$$N_Q = [[(Q_{\text{terrasse}} + Q_{E.C} \times (1 + 0.9 + 0.8)) \times 15\% S]$$

$$N_Q = [[(100 + 150 \times (1 + 0.9 + 0.8) \times 1.15 \times 20.265)] ; \quad N_Q = 0.118 MN.$$

$$Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (0.60) + 1.5 (0.118) = 0.987 MN.$$

➤ **Selon le BAEL**

$$\Rightarrow Br \geq 0.072m \Rightarrow a \geq 0.29 \text{ m}$$

➤ **Selon le RPA**

$$Bc \geq 0.134 * Nu = 0.132 \quad \Rightarrow \quad a \geq 0.36$$

On prend : (40×40) cm.cm

On prend le poteau de rive le plus sollicité (E.6) :

$$S_{\text{plancher}} = \left(\frac{4}{2} \right) \times \left(\frac{4,4}{2} \right) = 4,4 m^2$$

$$N_G = N_{G \text{ plancher}} + N_{G \text{ maç}} + N_{G \text{ acr}}$$

$$-N_{G \text{ plancher}} = (1,1.G_T + 1,1.G_{ec.3}) . 1,1 . S_P ; \quad N_{G \text{ plancher}} = 0,124 MN$$

$$-N_{G \text{ maç}} = G_{\text{maç}} \times L \times n$$

$$L = 5.78 \text{ m.}$$

$$N_{G \text{ maç}} = [299 \times 5.78 \times (2,51.4)] = 0.173 MN .$$

$$-N_{G \text{ acr}} = G_{\text{acr}} \times L = 211.01 \times 5,78 = 0.012 MN$$

Nous avons : $N_G = \sum NGi \Rightarrow N_G = 0,309 \text{ MN}$

$NQ = [(Q_{terrasse} + Q_{E.C} \times (1 + 0.9 + 0.8))]S_p$; $NQ = 0.018 \text{ MN}$.

$Nu = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (0.309) + 1.5 (0.018) = 0.44 \text{ MN}$.

➤ **Selon le BAEL**

$\Rightarrow Br \geq 0.032m \quad \Rightarrow a \geq 0.20 \text{ m}$.

➤ **Selon le RPA**

$Bc \geq 0.134 * Nu = 0.058 \quad \Rightarrow a \geq 0.24$

On prend : **(30×30) cm.cm**

Tableau récapitulatif :

Les dimensions retenues pour tous les poteaux de notre bâtiment au niveau de chaque étage sont données dans le tableau suivant :

Type du poteau	Etage	Poteaux (cm.cm)
Poteaux carrés	S/S, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	60 x 60
	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40 x 40

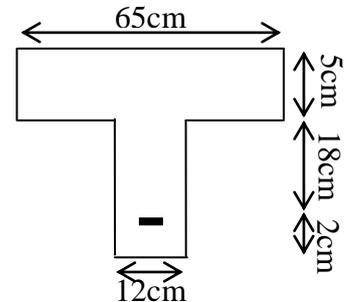
D) PLANCHERS :

Nous optons pour des a corps creux pour leur bonne isolation thermique et phonique ainsi que pour leur légèreté, ils sont constitués de Poutrelles, table de compression et hourdis.

-Calcul des poutrelles :

Dimension des poutrelles :

- largeur des poutrelles ($b_0 = 12 \text{ cm}$)
- épaisseur de la table de compression ($h_0 = 5 \text{ cm}$)
- épaisseur totale du plancher ($h = 25 \text{ cm}$)
- longueur de l'hourdis ($l = 65 \text{ cm}$)



1) EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

1.a) Plancher terrasse inaccessible :

$$G_t = 667.6 \times 0.65 = 433.94 / \text{ml} ;$$

$$Q_t = 100 \times 0.65 = 65 \text{ kg/ml}$$

1.b) Plancher étage :

$$G_{ec} = 555 \times 0.65 = 360.75 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{ec} = 150 \times 0.65 = 97.5 \text{ kg/ml}$$

2) CALCUL DES SOLICITATIONS :

Vérification

$$Q = 1.5 < 2 \times 5.9 = 11.8 \text{ kn/ml} \dots \text{vérifié}$$

$$Q = 1.5 < 5 \text{ kn/ml} \dots \text{vérifié}$$

$$3.75 / 2.75 = 1.36 > 1.25$$

$$2.65 / 3.98 = 0.67 < 0.8 \text{ (Non vérifié)}$$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable

On applique la méthode de Caquot.

$$M_{\text{appui}} = -[(PwLw^3) + (PeLe^3)] / [8.5(L'w+L'e)] \dots \text{pour les appuis intermédiaires}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.20M_0 \text{ avec } M_0 = p \cdot L^2 / 8 \dots \text{pour les appuis de rive}$$

$P = q$: charge uniformément répartie

$L' = L$ pour l'intermédiaire

$L' = 0.8L$ pour l'appui de rive

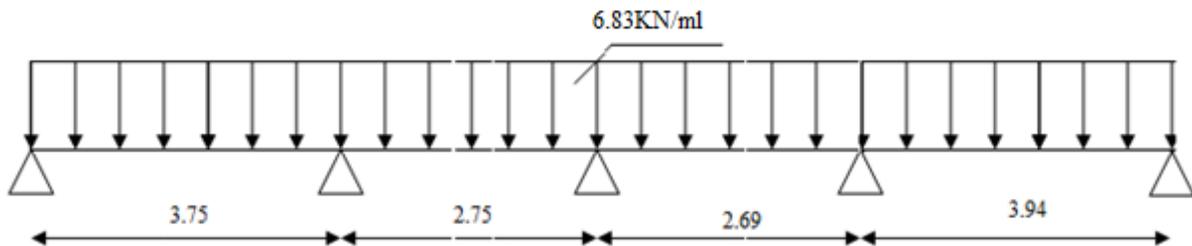
3) COMBAINISON DES CHARGES :

3.a) Plancher terrasse inaccessible:

$$q_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = (1.35 \times 433.94) + (1.5 \times 65) = 683.32 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = G_{ec} + Q_{ec} = 433.94 + 65 = 498.94 \text{ kg/ml}$$

❖ Schéma statique

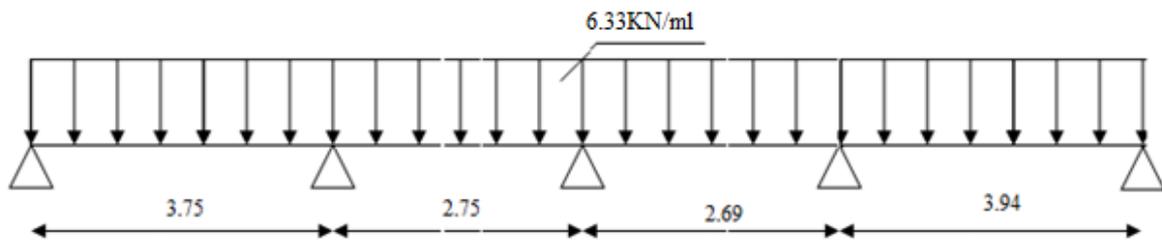


3.b) Plancher étage :

$$q_u = 1.35G_{ec} + 1.5Q_{ec} = (1.35 \times 360.75) + (1.5 \times 97.5) = 633.26 \text{ kg/ml}$$

$$q_{se} = G_{ec} + Q_{ec} = 360.75 + 97.5 = 458.25 \text{ ml}$$

Schéma statique



4) **APPLICATION DE LA METHODE** :

4.a) **Plancher terrasse inaccessible** :

$$M_{appui\ inter} = (683.32 \times 3.75^3) + (683.32 \times 2.75^3) / 8.5(3.75 \times 0.8 + 2.75) = 10.28 \text{ kn.m}$$

$$M_{appui\ rive} = 0.2 \times 683.32 \times 3.75^2 / 8 = 2.02 \text{ kn.m}$$

Calcul des moments sur travée et les efforts tranchant :

$$X_t = (L/2) - [(M_w - M_e) / qL]$$

$$M_t = (q \cdot L \cdot x^2 / 2) - (q \cdot x^3 / 2) + M_w(1 - x/L) + (M_e \cdot x / L)$$

$$V_w = (M_w - M_e) / L + qL / 2$$

$$V_e = (M_w - M_e) / L - qL / 2$$

M_w et M_e sont les à droite et à gauche de la travée

	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0	1	1	2	2	3	3	4
M(kn.m)	-2,54	-10,28	-10,28	-5.86	-5.86	-6.98	-6,98	-2,70
V(kn)	12,83	-12,79	18,77	18,80	9,06	-9,05	13,59	-13,61

L(m)	Mw(kn,m)	Me(kn,m)	Q(kn)	Xt(m)	Mt(kn,m)
3,75	-2,54	-10,28	6,64	1,56	23,58
2,75	-10,28	-5,86	6,64	1,62	6,53
2,65	-5,86	-6,98	6,64	1,26	7,25
3,98	-6,98	-2,70	6,64	2,15	32,51

4.b) Plancher d'étage :

$M_{appui\ inter} = (633.26 \cdot 3.75^3) + (663.26 \cdot 2.75^3) / 8.5(3.75 \cdot 0.8 + 2.75) = -9.98 \text{ kn.m}$

$M_{appui\ rive} = 0.2 \cdot 663.26 \cdot 3.75^2 / 8 = -2.33 \text{ kn.m}$

Calcul des moments sur travée et les efforts tranchant

$X_t = L/2 - [(M_w - M_e) / qL]$

$M_t = (q \cdot L \cdot x/2) - (q \cdot x^2/2) + M_w(1 - x/L) + (M_e \cdot x/L)$

$V_w = (M_w - M_e) / L + qL/2$

$V_e = (M_w - M_e) / L - qL/2$

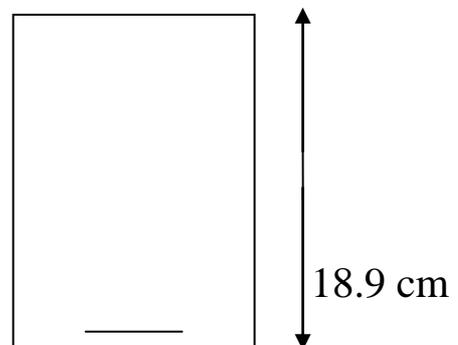
Mw et Me sont les à droite et à gauche de la travée

	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4	
	0	1	1	2	2	3	3	4
M(kn.m)	-2.22	-9.52	-9.52	-5.45	-5.45	-10.42	-10.42	-2.50
V(kn)	11.89	-11.85	8.69	-8.72	8.41	-8.37	12.58	12.62

L(m)	Mw(kn,m)	Me(kn,m)	Q(kn)	Xt(m)	Mt(kn,m)
3,75	-2,22	-9,52	6,64	1,58	24,42
2,75	-9,52	-5,45	6,64	1,60	7,43
2,65	-5,45	-10,42	6,64	1,04	4,79
3,98	-10,42	-2,50	6,64	2,29	30,67

5) FERRAILLAGE :

Les fissurations sont peu préjudiciables et le calcul se fera à l'état limite ultime (ELU).





❖ **Sur travée :**

$$M_{u \max} = 30.67 \text{ kn.m}$$

$$d = 0.9 \times 0.21 \longrightarrow d = 0.189 \text{ m}$$

$$M_{T_u} = b \times h_0 \times f_{bu} \times [d - h_0/2] = 0.65 \times 0.05 \times 12.47 \times [0.189 - 0.05/2] = 0.066 \text{ MN.m}$$

$$M_{T_u} \geq M_{\bar{u}} \longrightarrow 0.066 \geq 0.03 \text{ MN.m}$$

D'où : l'axe neutre passe par la table, nous considérons une section rectangulaire

(b x h) de (65x 21).

$$M_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.103$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.137$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_u = M_u / (z \times \sigma) = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times 1.92 / 400 = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_s, A_{\min}\} \longrightarrow A_s = 4.82 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend: } 3T12 + 1T14 = 4.93 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur appui :**

$$M_{U \max} = -10.42 \text{ kn.m}$$

$M_u < 0 \Rightarrow$ la table est tendue, nous considérons une section rectangulaire **(b₀ x h)** de **(12 x 21).**

$$\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.195$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.195}) = 0.273$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \times 0.273) = 0.168 \text{ m}$$

$$A_u = M_u / (z \times \sigma) = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.225 \times 1.92 / 400 = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_{su}, A_{s \min}\} \longrightarrow A_s = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend: } 1T16 (2.01 \text{ cm}^2)$$

6) FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_u = 2.93 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^{\max} \leq \tau \longrightarrow 0.56 \leq 2.93 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$F_t \leq \min (F_1, h/35, b_0/10) \implies F_t \leq \min (16, 210/35, 650/10) \implies F_t = 6\text{mm} ; = 2 \phi t 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement minimal :**

$$St \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} \quad St \leq \min \{0,9*0,189 ; 40\text{cm}\} = \min \{0,17 ; 40\} ;$$

$$St \leq 20\text{cm}$$

$$St \leq 0,9*At*Fe/\tau_u*bo = 0,3\text{m}$$

➤ **% minimal :**

$$At*Fe/bo*St \geq 0,4 \dots 0,56*10^{-4}*400/0,12*0,20 = 0,93 > 0,4 \dots \text{verifier}$$

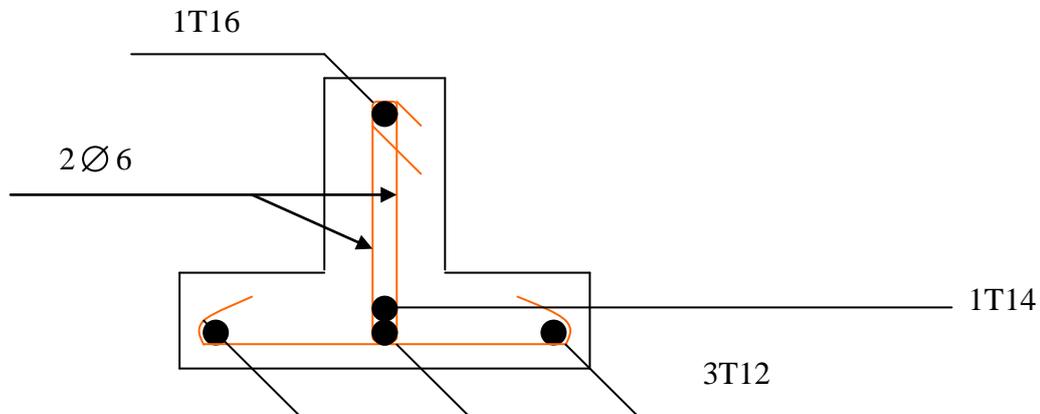
Appui d'ABUT

$$\sigma_{bc} = 2*Vu/bo*a \leq 0,8*F_c/28/\gamma_b \dots 2*12,62*10^{-3}/0,12*0,21 = 1 < 11,73 \dots \text{vérifie}$$

$$As > 1,15*Vu/Fe \dots 2,01 \text{ cm}^2 > 1,15*1,62*10^{-3}/400 = 0,36 \text{ cm}^2 \dots \text{verifie}$$

Appui intermédiaire

$$2*Vu/bo*a = 2*12,58*10^{-3}/0,12*0,21 = 0,998 < 11,73 \dots \text{verifie}$$



7) **Ferrailage de la dalle de compression :**

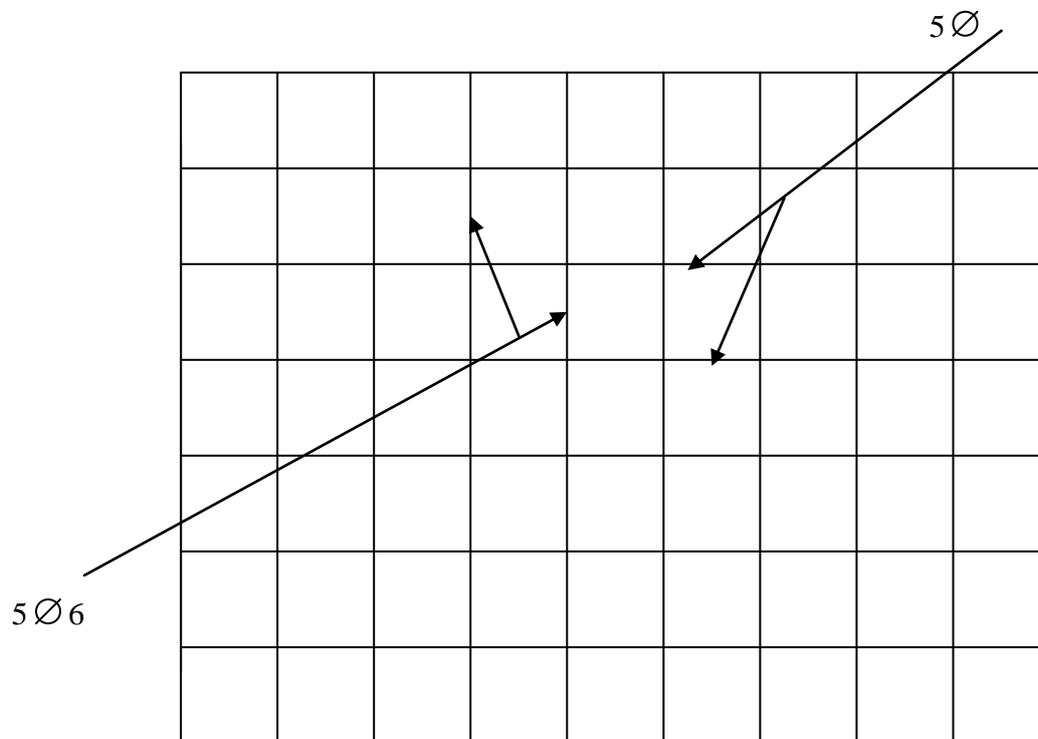
L'épaisseur de la dalle de compression est de **5cm** d'après le [1]. (Article B-6-8-2-3), elle est armée par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30cm : pour les armatures parallèle aux nervures.

On disposera un quadrillage de treilles soudé **T6 (20 x 20) cm²**, pour des raisons pratiques.

$$A_{\perp} = 4l/fe = 4*65/400 = 0,65 \text{ cm}^2 \implies 5F6 (A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies 5F6 (A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml})$$



II) Ferrailage de l'Escalier :

Combinaison de calcul :

D'après le chapitre précédent (pré dimensionnement et descente de charges) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{volée}} = 824.24 \text{ kg/m}^2 \\ G_{\text{palier}} = 639 \text{ kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

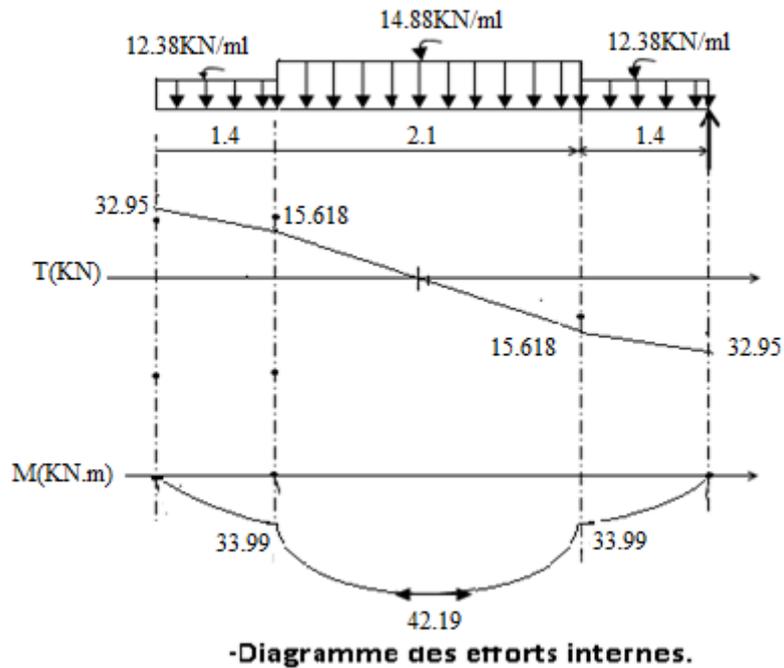
Les escaliers sont des éléments bien protégés dans le bâtiment, et leur calcul se fera en fissuration peut nuisible qu'à l'ELU.

➤ Sur une bande de 1m on a:

✓ **La volée :** $G_{vu} = 1,35G_v + 1,5Q_v = 14.88 \text{ kn/ml.}$

✓ **La paillasse :** $G_{Pu} = 1,35G_p + 1,5Q_p = 12.38 \text{ kn/ml.}$

Type :1



$M_{max} = 42.19 \text{ kN.m}$.

❖ **Ventilation des moments :**

- ✓ **Sur appuis :** $M_{app} = 0.3M_u^{max} = 12.65 \text{ kN.m}$
- ✓ **En travée :** $M_t = 0.8M_u^{max} = 33.752 \text{ kN.m}$

❖ **Ferraillage :**

L'escalier est calculé à la flexion simple à l'E.L.U parce qu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considéré peu nuisibles.



f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	b_o (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
22	1.92	1.5	1.15	0.162	1	12.46	347.82	400

Tableau: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 1,0 \cdot 162 \cdot \frac{1,92}{400} = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = M / (b_0 \times d^2 \times F_{bu})$$

$$A_s = M / (Z \times \sigma_{s10})$$

	M (t.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} /ml	St (cm)
Appui	0,0170	0,072	0,09	0,136	2,27	1,79	6T8	18
Travée	0,0460	0,142	0,1929	0,132	6,10	1,79	6T12	18

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$

	A_u (cm ²)	A_r (cm ²)	A_{adop}	St (cm)
Appui	2,27	0,567	4T6 /ml	
Travée	6,1	1,525	4T8 /ml	20

➤ **Armatures transversales**

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0,2x \frac{f_{c28}}{\gamma b} = \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{0,033}{0,162} = 0,203 \text{ MPa} \leq 0,2x \frac{22}{1,5} = 2,93 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_U^{\max} < \overline{\tau_U}$$

$V_u = 0,033 < 0,07 f_{c28} \cdot d / \gamma b = 0,166 \dots \dots \dots$ verifier

D'après l'article (A.5.2.2) du (BAEL) les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **VERIFICATION DES APPUIS**

$A_s > 1,15 \cdot V_u / f_e \dots \dots \dots 3,01 \text{ cm} > 0,94 \text{ cm} \dots \dots \dots$ VERIFFIER

❖ **VERIFICATION DU BETON**

$2 \cdot V_u / (b_0 \cdot a) \leq 0,8 \cdot f_{c28} / \gamma b \dots \dots \dots 2 \cdot 32,95 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0,18) = 0,36 \leq 0,8 \cdot 22 / 1,5 = 11,73 \dots \dots$ veriffier

III) Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde corps, il est exposé aux intempéries, le bâtiment prévoit un acrotère de type standard il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

Ferraillage :

Le ferraillage de l'acrotère se fera selon les règles du "B.A.E.L" (art : B-5-3-1) comme suite :
 $f_{t28} < 2,4 \text{ MPa}$.

On a : $f_{t28} = 1,92 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa}$ ----- OK \Rightarrow $A_s \geq 0,0025B$.

Pour une bande de 1m on a : $B = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

B : section transversale de l'acrotère.

$$A_s \geq 0.0025 \times 1000 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

➤ On prend : $5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

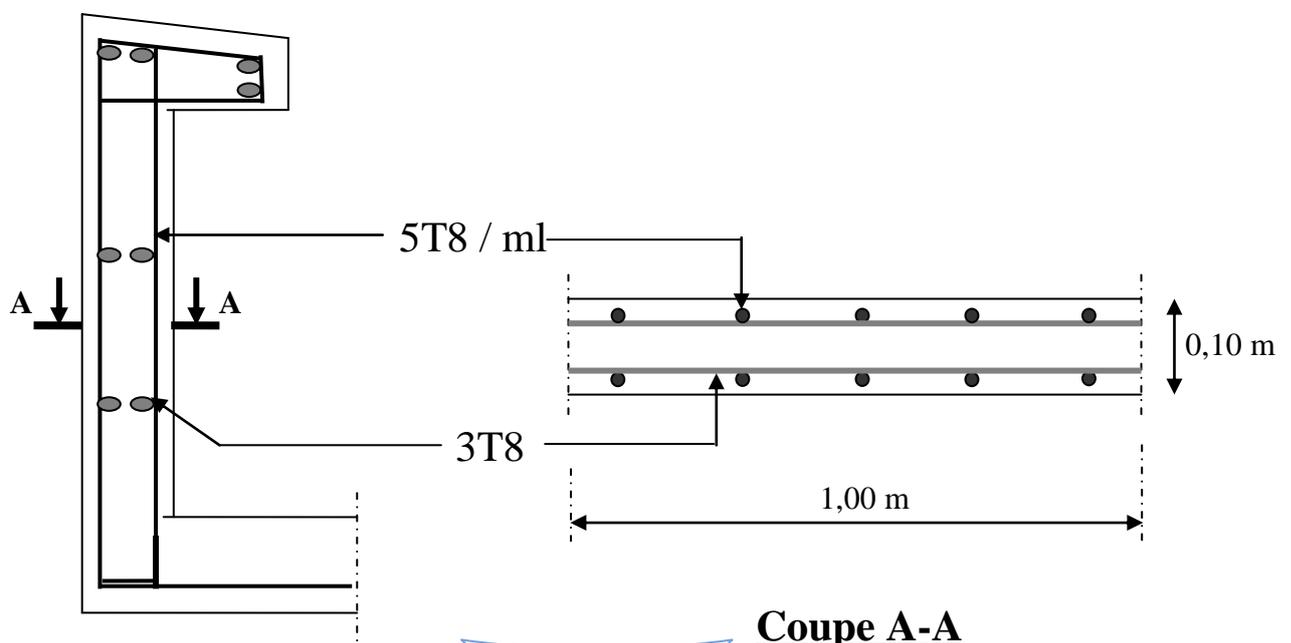
a) Espacement St :

L'espacement doit être : $St = \min(25, 2,5 \times e_B) = 25 \text{ cm}$. On prend : $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition :

$A_r = A_s/4 = 0,628 \text{ cm/ml}$.

On prend : 3T8 avec un espacement de 20 cm.

Schémas de ferraillage :

1) Vérification au séisme :

D'après le "RPA 99" (art : 6. 2 .3), les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad ; \quad F_p \leq Q$$

Avec : $Q = 120 \text{ kg/ml}$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-6) $\longrightarrow A = 0.25$

C_p : facteur des forces horizontales (tableau 6-1) $\longrightarrow C_p = 0.8$

W_p : poids propre de l'acrotère sur une longueur de 1 m

$$W_p = 146.75 \text{ kg / ml}$$

$$F_p = 4 \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 146.75$$

$$F_p = 117.4 \text{ kg / ml} \quad \langle \quad Q = 120 \text{ kg / ml} \rightarrow \text{Vérifié}$$

IV) Etude de la salle machine :**❖ Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface

$S = 2,20 \times 1,57 = 3,454 \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

❖ **Épaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{Lx}{30} = \frac{157}{30} = 5,23 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

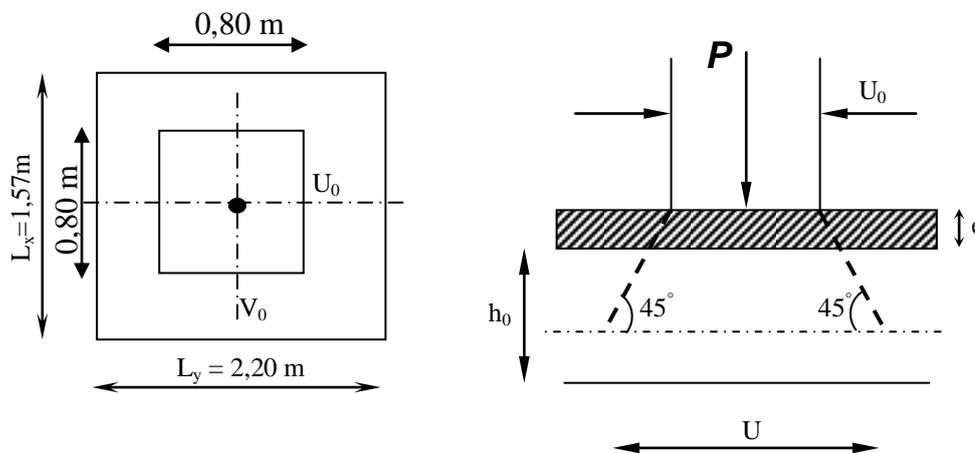


Fig. III.1 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-1 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

a) Les moments dus au système de M_x M_y :

$$M_x = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de

PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{157}{220} = 0,707 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{157} = 0,70 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0,50 \end{array} \right.$$

D'où $M_1 = 0,093$, $M_2 = 0,054$ (Tableau de PIGEAUD)

À L'ELU :

$$v = 0$$

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

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 121,5 \times 0,093 = 11,30 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,054 = 6,56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{157}{220} = 0,71$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0670 \quad \mu_y = 0,450$$

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

$$q_u = 1,35 \times (25 \times 0,15) + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0670 \times 6,56 \times (1,57)^2 = 1,083 \text{ N.m}$$

$$M_{y2} = 0,450 \times 1,083 = 0,487 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,30 + 1,083 = 12,38 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,56 + 0,487 = 7,05 \text{ KN.ml}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles

III.6.3 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

❖ Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,38 = 3,714 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,714 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,714 \times 10^3}{0,992 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,827 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²

En travée :

$$M_t = 0,85 M_x = 0,85 \times 12,38 = 10,523 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{10,523 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{10,523 \times 10^3}{0,978 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

❖ Sens y-y :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,05 = 5,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{5,99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_R = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

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

$$A_t = \frac{5,99 \times 10^3}{0,988 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7,05 = 2,115 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,115 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,008 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,115 \times 10^3}{0,996 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

III.4 Résumé des résultats

Zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée
Sur appuis	x-x	3,714	0,016	0,992	5,65	5HA12
	y-y	2,115	0,008	0,996	5,65	5HA12
En travée	x-x	10,523	0,044	0,978	5,65	5HA12
	y-y	5,99	0,024	0,988	5,65	5HA12

III.5 Vérifications à l'état limite ultime :

a) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 15\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 12\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8$

❖ **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.71)/2 = 0.000916.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000916 \times 100 \times 15 = 1.37\text{cm}^2 \quad \square \quad 5.65\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \quad \square \quad A_x^t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Direction secondaire :**

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.71) / 2 = 0.000916.$$

$$A_y \geq 0,8 \left[\frac{A_{min}}{A_y^t} \right] \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

➤ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121.5}{2 \times (1,05+1,05)} = 28,93 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

e) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

Uc = 2 × (U+V) = 4,2m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : 0.045 × 4,2 × 0.15 × 25 × 10³ / 1.5 = 472,5 KN ≥ 121.5 KN.

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.6.Vérification à l'état limite de service :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0,2$$

$$M_{x1} = 90 (0,093 + 0,2 \times 0,054) \quad \Rightarrow \quad M_{x1} = 9,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,054 + 0,2 \times 0,093) \quad \Rightarrow \quad M_{y1} = 6,53 \text{ KN.M}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 0 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.71 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.596 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0731 \times 3,75 \times (1,57)^2 = 0,675 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,596 \times 0,675 = 0,402 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,34 + 0,675 = 10,015 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,53 + 0,402 = 6,932 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

➤ En travée :

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10,015 = 8,51 \text{ KN.m} \\ M_y^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6,932 = 5,89 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

➤ **En appuis :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10,015 = 3,00 \text{ KN.m} \\ M_y^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6,932 = 2,08 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

III-7 Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ **Sens X-X :**

➤ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,714}{3,00} = 1,24$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370 > \alpha = 0,0201 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10,523}{8,51} = 1,24$$

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,370 > \alpha = 0,0562 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens Y-Y :**

➤ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5,99}{5,89} = 1,017$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,017-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,258 > \alpha = 0,0304 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,115}{2,08} = 1,017$$

$$\mu_u = 0,008 \rightarrow \alpha = 0,0100$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,017-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,258 > \alpha = 0,0100 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-8 Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{157} = 0,095 \geq \frac{10,523}{20 \times 10,015} = 0,052 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul

V.1) Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elle mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds. La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V .3) Description du logiciel *ETABS*

ETABS 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. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1).



V.5) Etapes de modélisation

V.5.1) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

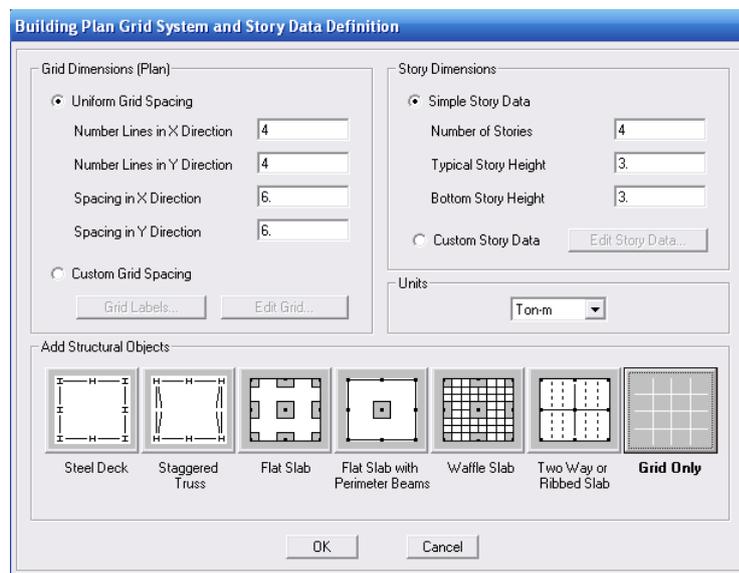


b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

b) Modification de la géométrie de base

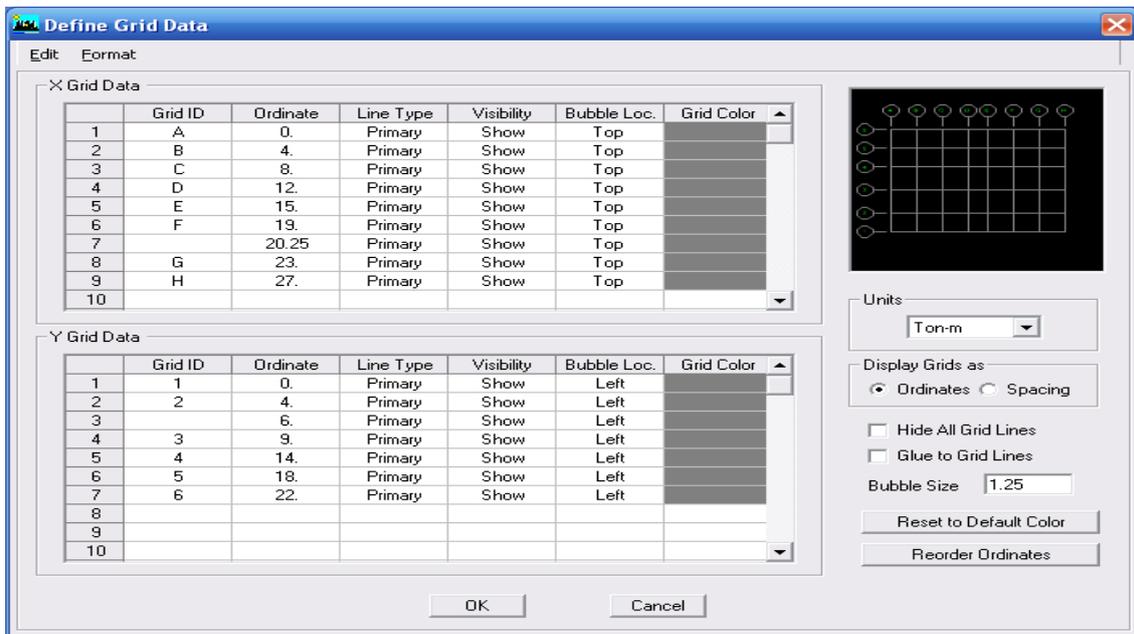
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- -On clique sur le bouton droit de la souris.
- -On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- -Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.

Suivant x : 0, 4, 8, 12.15, 19, 23, 27. [m]

Suivant y : 0, 4, 6, 9, 14, 18, 22. [m]

Suivant z : 0, 3.06, 7.56, 10.62, 13.68, 16.74, 19.8, 22.86, 25.92, 28.98, 32.04, 35.1, 38.16. [m]



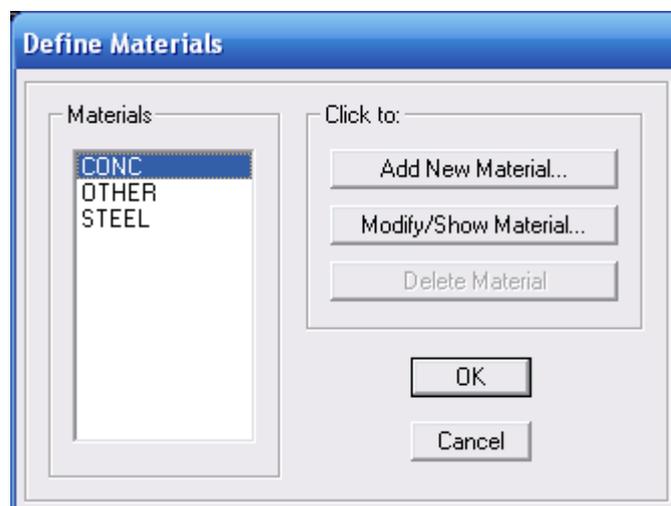
Story Data							
	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	STORY12	3.06	37.72	Yes		No	0.
12	STORY11	3.06	34.66	No	STORY12	No	0.
11	STORY10	3.06	31.6	No	STORY12	No	0.
10	STORY9	3.06	28.54	No	STORY12	No	0.
9	STORY8	3.06	25.48	No	STORY12	No	0.
8	STORY7	3.06	22.42	No	STORY12	No	0.
7	STORY6	3.06	19.36	No	STORY12	No	0.
6	STORY5	3.06	16.3	No	STORY12	No	0.
5	STORY4	3.06	13.24	No	STORY12	No	0.
4	STORY3	3.06	10.18	No	STORY12	No	0.
3	STORY2	4.06	7.12	No	STORY12	No	0.
2	STORY1	3.06	3.06	No	STORY12	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows		Units	
Height	3.06	Reset	Change Units Ton-m
Master Story	No	Reset	
Similar To	NONE	Reset	
Splice Point	No	Reset	
Splice Height	0	Reset	
OK			Cancel

V.4.2) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur Define puis Material propriétés nous sélectionnons le matériau CONC et on clique sur Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :





Material Property Data

Material Name CONC

Display Color
Color

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Type of Design
Design Concrete

Analysis Property Data
 Mass per unit Volume 2.5
 Weight per unit Volume 25
 Modulus of Elasticity 3216420
 Poisson's Ratio 0
 Coeff of Thermal Expansion 0
 Shear Modulus 1500.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
 Specified Conc Comp Strength, f'c 2500
 Bending Reinf. Yield Stress, fy 60.
 Shear Reinf. Yield Stress, fys 60.
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor

IV.4.3) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu Define puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne Add Rectangular pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

Define Frame Properties

Properties: Type in property to find: A-CompBm

Click to: Import I/Wide Flange

Add Rectangular

Rectangular Section

Section Name FSEC1

Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: CONC

Dimensions: Depth (t3) 0.40 Width (t2) 0.30

Concrete: Reinforcement... Display Color

OK Cancel

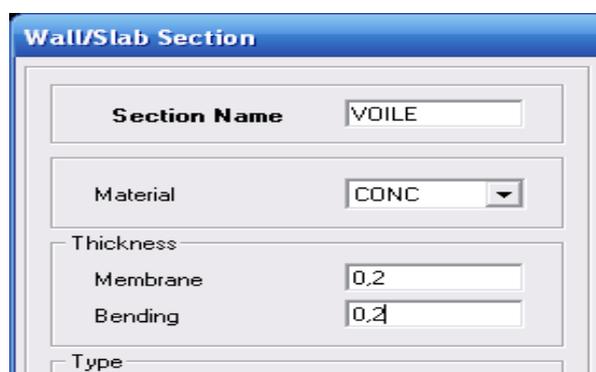
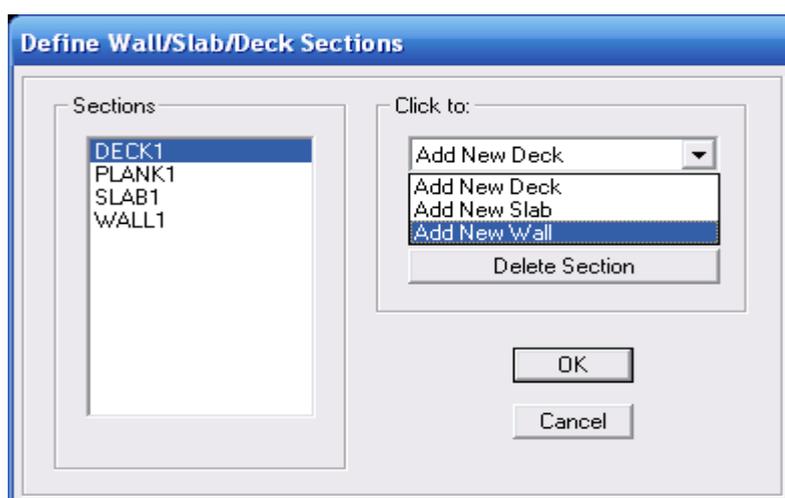
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton Section properties on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu Define et Wall/slab, on clique sur Add new Wall et on spécifie le nom et l'épaisseur.



V.4.4) Quatrième étape : définit les charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation

Q, pour les définir on clique sur : Define → Load Cases.

➤ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

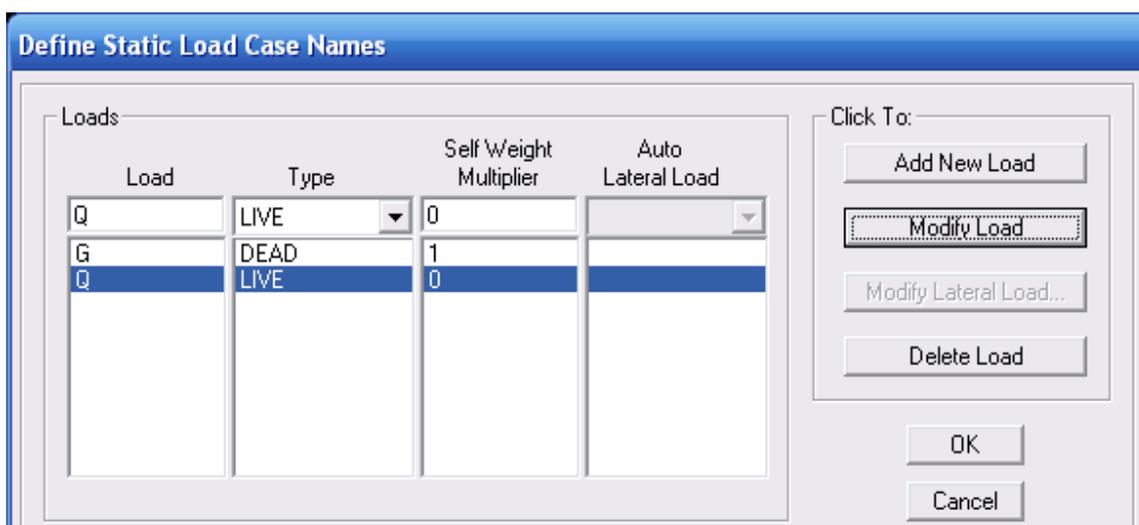
Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

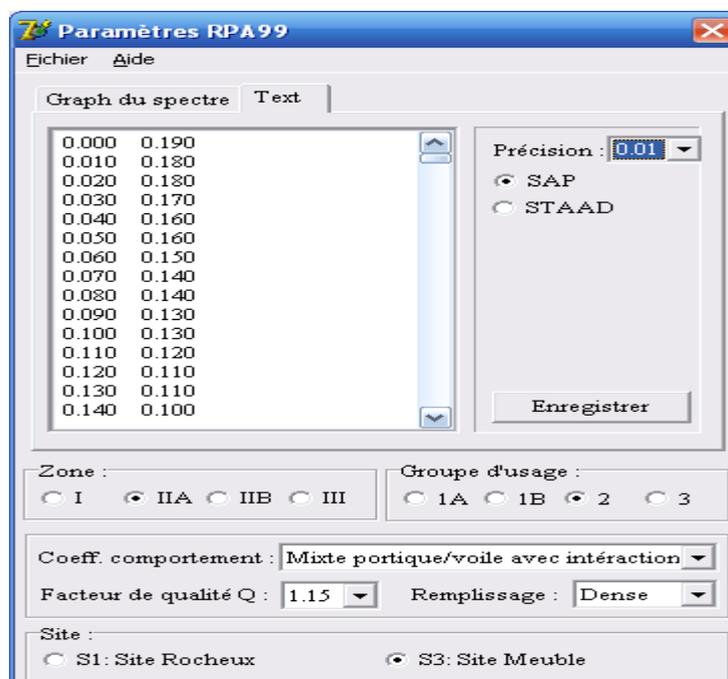
- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coef comportement : mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.15.



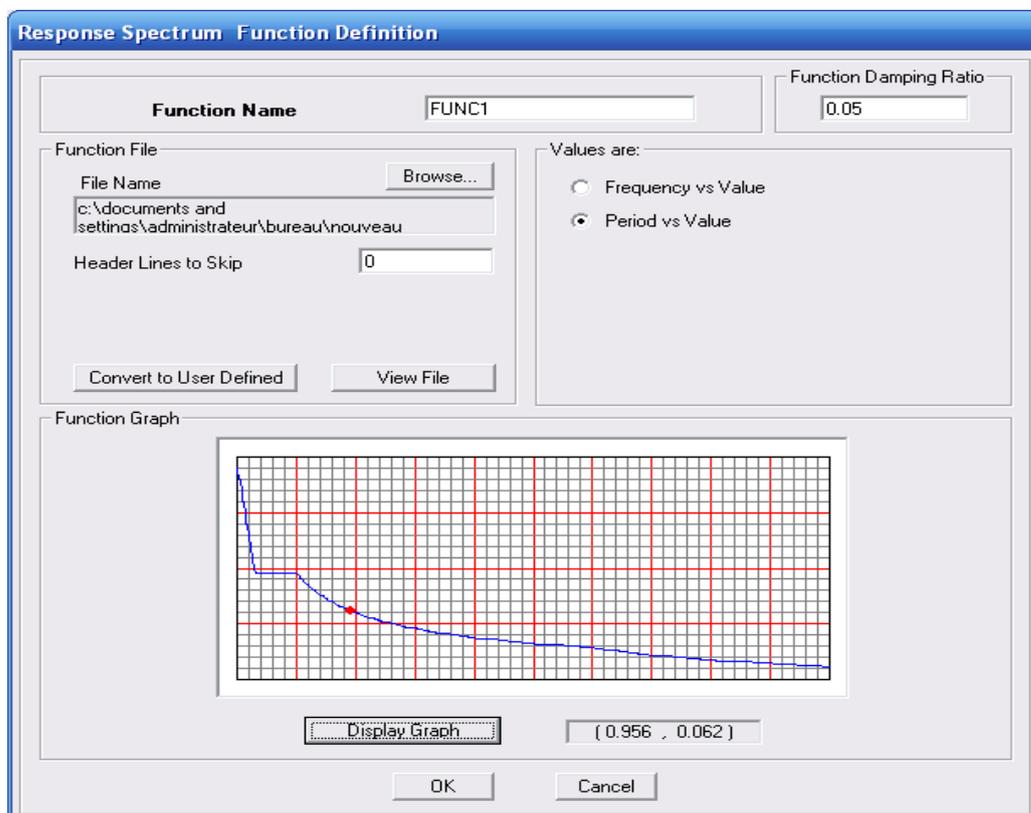
- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

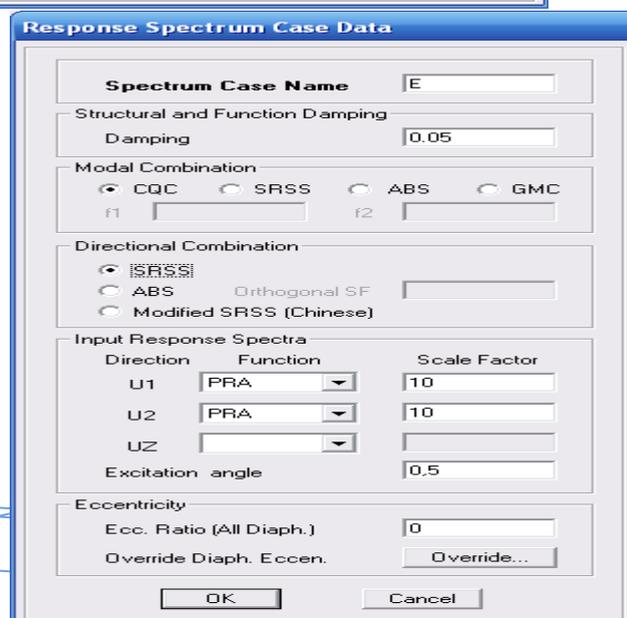


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file.



Function Name (nom du spectre): RPA.



➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :
 Define → Reponses spectrum cases Add New Spectrum

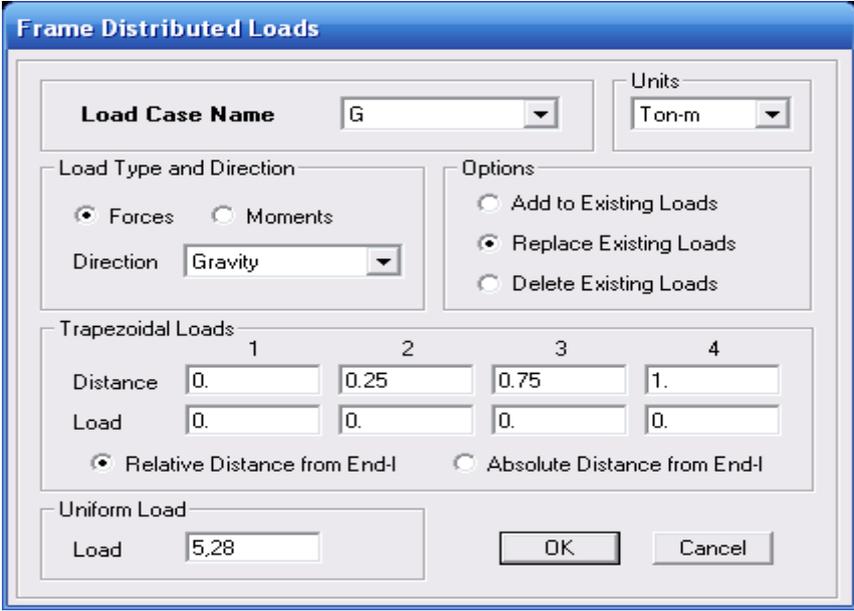


Dans la partie Input response spectra, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

V.4.5) cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient  en cliquant sur

Assign → Frame/line loads → Distributed.



Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0.25	0.75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

ELS : G+Q.

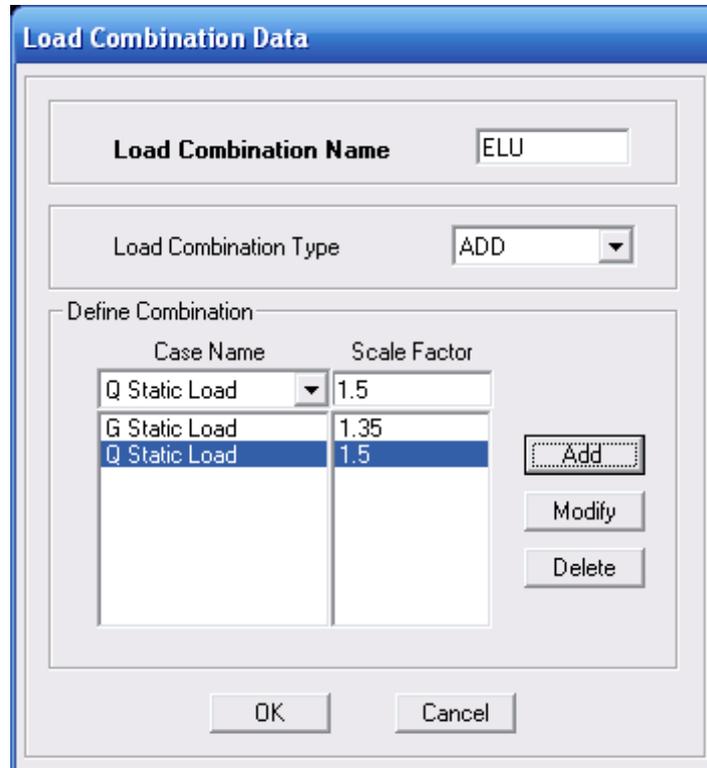
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E.

08GE :0.8G±E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V.4.6) sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q.

ELS : G+Q.

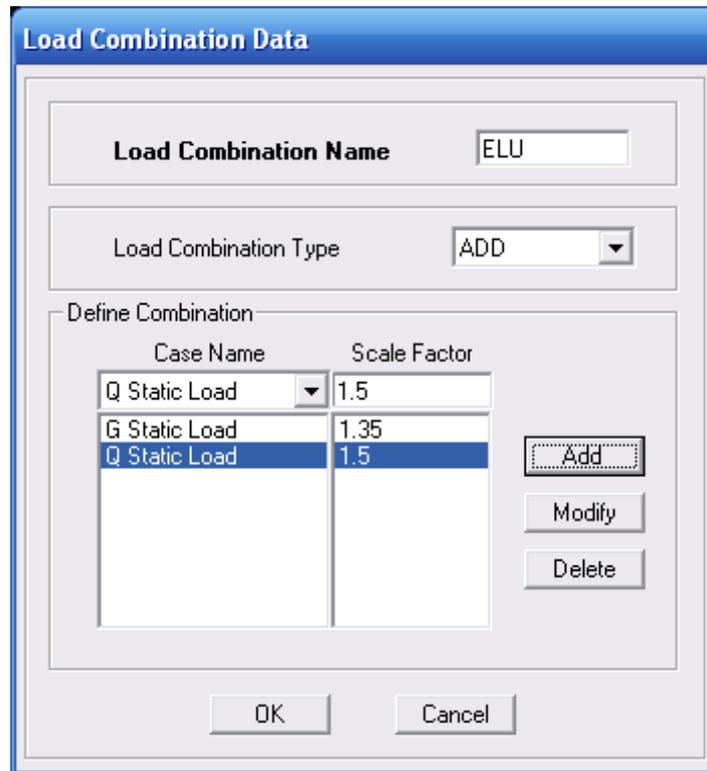
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E.

08GE :0.8G±E.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo.



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V.4.7) septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés parfaitement encasté dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign Joint/point → Restraints → 



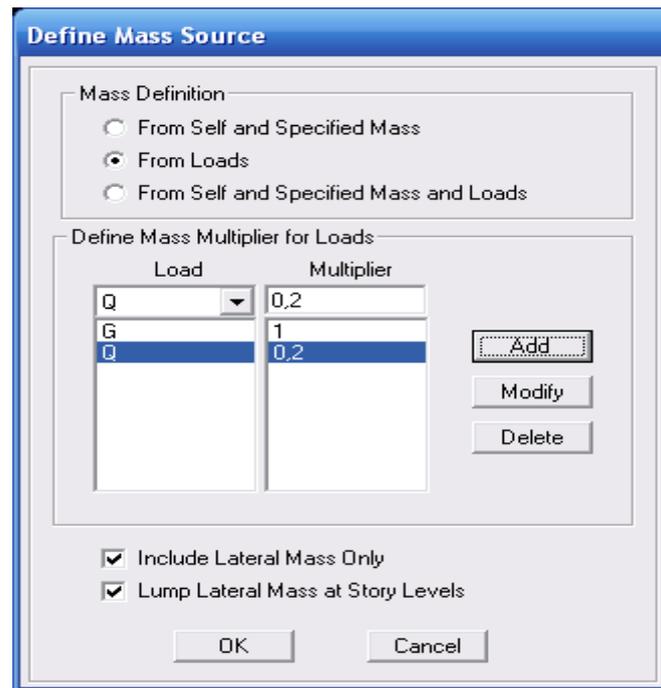
➤ Mass- Source

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

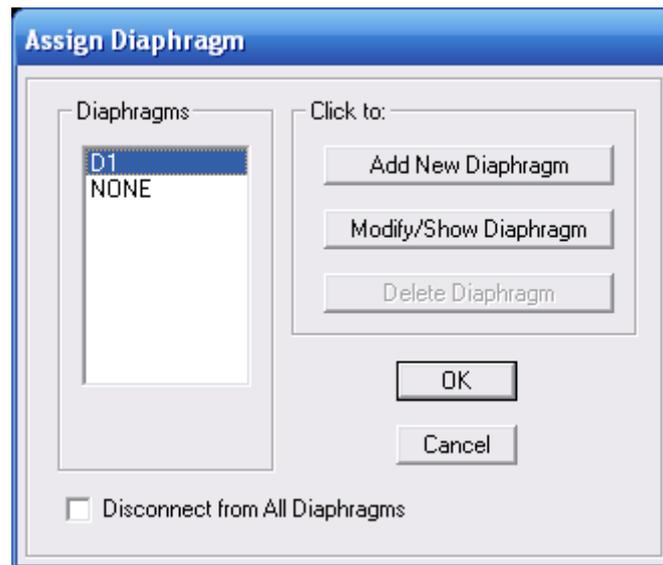


➤ Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragm on clique sur

OK pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V.4.8) huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

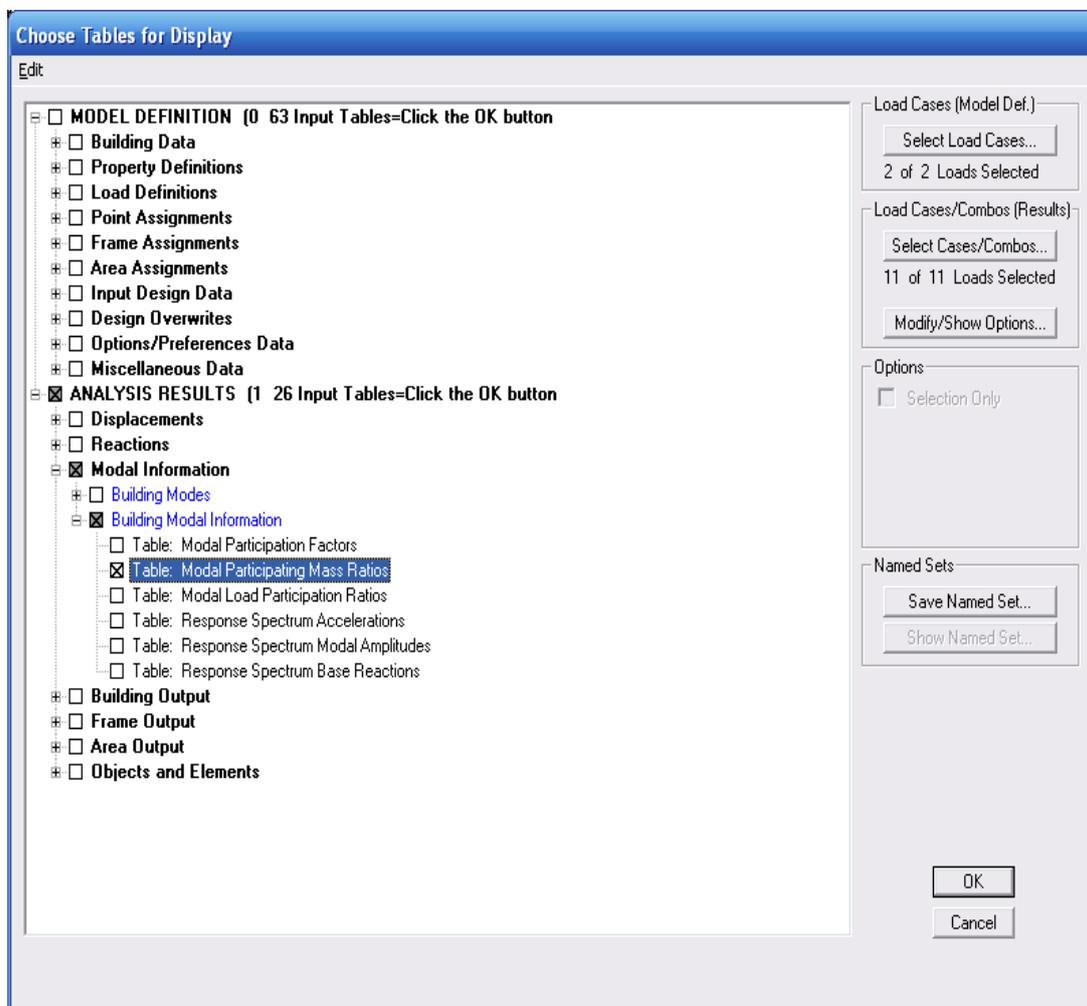
Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne Run Analysis.

➤ Visualisation des résultats

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display → show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Déformée de la structure

On appuie sur l'icône Show  Deformed Shape et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne Show Member forces/Stresses Diagram dans le menu Display.

Efforts internes dans les éléments barres :

➤ **Les poutres**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur ~~Display~~ Show tables

Dans Elément Output on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur Select Case/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

➤ **Les poteaux**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans Area Output on clique sur « Area forces and Stresses » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur show tables puis on coche « Displacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur Excel, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base**

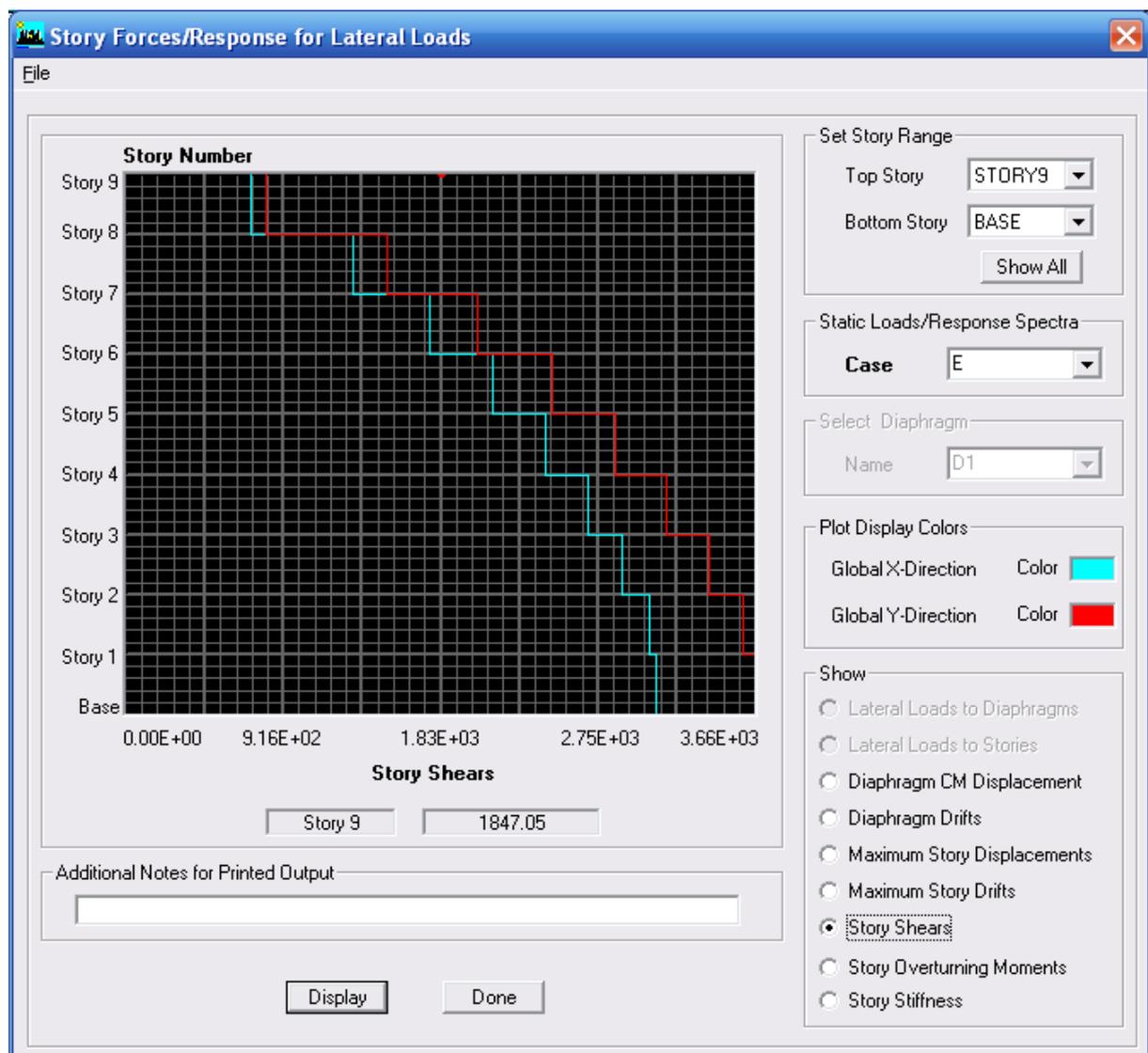
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur show Story Reponse plots

En coche Story shears ensuite on sélectionne le séisme E.

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu View on clique sur Set 3D View et on sélectionne le plan XZ.

Dans Display on clique sur Show Deformed Shape et on sélectionne la combinaison E. Enfin, dans Draw on choisit l'option Draw Section Cut et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionnant la case Shells on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case Frames nous aurons l'effort repris par les voiles.

I. Introduction :

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est –à-dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas. Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

II. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a. Méthode statique équivalente :

a.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

a.2. Modélisation :

- ❖ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ‘ translation horizontale ’ par niveau.
- ❖ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- ❖ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

a.3. Domaine d’application :

Les conditions d’application de la méthode statique équivalente sont citées dans l’article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l’addenda 2003.

b. Méthode d’analyse modale spectrale:**b.1. Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l’action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l’amortissement et des forces d’inerties.

b.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d’inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d’implantation :

- ✓ La régularité en plan.
- ✓ La rigidité ou non des planchers.
- ✓ Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- ✓ La déformabilité du sol de fondation.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

III. Choix de la méthode de calcul :

a. Critères de classification par RPA 99 et l'addenda 2003 :

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

Alger se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III**'.

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.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment sanitaire, il sera classé en '**Groupe 2**'.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H = 49.98\text{m} > 10\text{m}$)

b. La modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une régularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses *sont* concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

Classification du site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

❖ Catégorie S_1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement ($V_s \geq 800 \text{ m/s}$).

❖ Catégorie S_2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à

20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400 \text{ m/s}$

❖ Catégorie S_3 (site meuble) :

Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 10 m de profondeur.

❖ **Catégorie S₄ (site très meuble) :**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec

$V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, STP, pressiomètre...) peuvent être utilisés pour classer un site selon le tableau suivant :

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	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Tab. IV.1 :
Classification de site.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence

D'un sol ferme.

Donc **catégorie (S3).**

IV. Méthode statique équivalente :**-Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « v » est calculée dans les 2 directions longitudinale et transversale.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de zone :

Bâtiment de **groupe 2** planté en zone III

➤ **A=0.25**

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Cas voiles :

$$\xi (\%) = 10\%$$

Donc : $\eta = 0,7637$

Nous avons :

$$C_T = 0,050$$

$$T = 0,050 \cdot (28,14)^{\frac{3}{4}} = 0,61 \text{ Sec}$$

- ❖ Sens longitudinal : $D = 25.2\text{m}$
- ❖ Sens transversale : $D = 14.98\text{m}$

$$T_{long} = 0,09 \cdot \frac{28,14}{\sqrt{25.2}} = 0,504 \text{ Sec}$$

$$T_{trans} = 0,09 \cdot \frac{28,14}{\sqrt{14.98}} = 0,654 \text{ Sec}$$

- ❖ Sens transversale $T_y = 0,654 \text{ Sec}$
- ❖ Sens longitudinale $T_x = 0,504 \text{ Sec}$

$$T_2 = 0,5 \text{ Sec} \quad \text{et} \quad T_1 = 0,15 \text{ Sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec}$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \begin{cases} D_{long} = 1,90 \\ D_{trans} = 1,60 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

$$R_x = R_y = 5$$

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum \rho_q$$

ρ_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou

non.

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 = 1,20$$

W : Poids total de la structure.

$$W = 2409,006 \text{ tonnes}$$

• **Calcul de V :**

$$V = y = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_{xlong} = 274,63 \text{ tonnes}$$

$$V_{ytrans} = 231,26 \text{ tonnes}$$

❖ Vérification de l'Effort tranchant à la base

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_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0,80 V_{MSE}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,80 V_{MSE} / V_t$

$$\left. \begin{array}{l} 0,80 * V_{xlong} = 0,80 * 274,63 = 219,704 < 565,75t \\ 0,80 * V_{ytrans} = 0,80 * 231,26 = 185,008 < 609,45t \end{array} \right\} \longrightarrow \text{vérifié}$$

VII-1-Ferrailage des poutres

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

❖ Recommandations du RPA :

➤ Pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$, en toute section. Zone III

- Poutres principales PP: $A_{\min} = 8,25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires PS: $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$.

❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- Poutres principales PP:
 - Zone courante : $A_{\max} = 66 \text{ cm}^2$,
 - Zone de recouvrement : $A_{\max} = 99 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires PS:
 - Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$,
 - Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$.

VII-1-1- Etapes de calcul de ferrailage :

1) Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

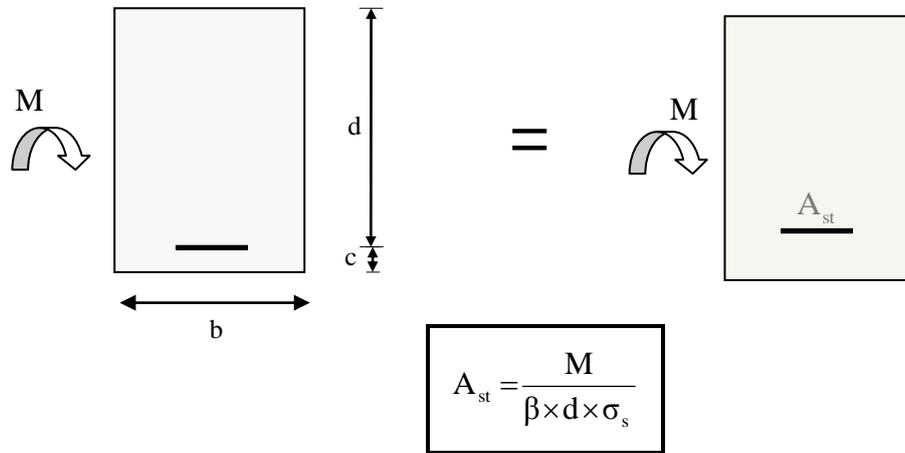
2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

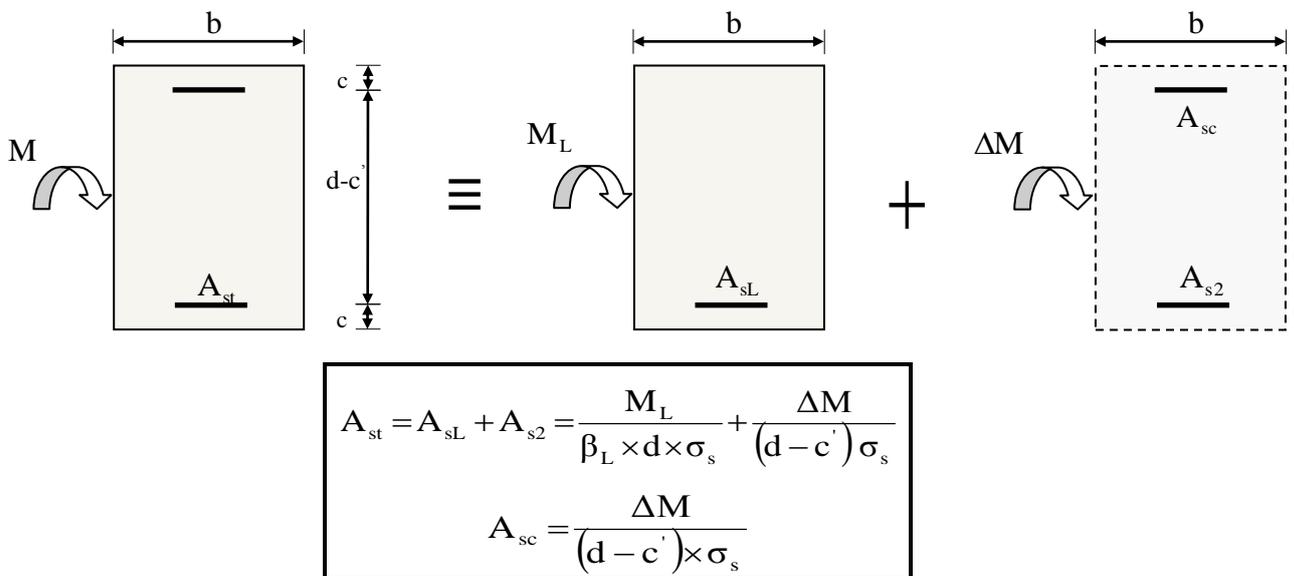
- ❖ 1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



❖ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



VII-1-2-Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres principales de **6,55m** sont plus sollicitées, nous allons adopter le même ferrailage pour toutes les poutres de même étage .

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{tmax} : Moment max

❖ **Poutres principales de 6,55m :**

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**.

❖ **Ferrailage en travée :**

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	81,46	ELU	0,070	SSA	0,964	4,63	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
2	80,23	ELU	0,068	SSA	0,965	4,56	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
3	79,98	ELU	0,068	SSA	0,965	4,54	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
4	79,10	ELU	0,068	SSA	0,965	4,49	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
5	81,19	ELU	0,069	SSA	0,9645	4,61	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
6	87,75	ELU	0,075	SSA	0,961	5,00	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
7	87,12	ELU	0,074	SSA	0,962	4,96	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
8	85,97	ELU	0,073	SSA	0,9625	4,89	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
9	102,27	ELU	0,087	SSA	0,9545	5,87	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)

❖ **Ferrailage en appuis inférieur :**

Niv	M_{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	155,92	0,8G+E	0,133	SSA	0,9285	9,20	8,25	12,06	3HA16(fil)+3HA16(chap)
2	181,23	0,8G+E	0,155	SSA	0,9155	10,84	8,25	12,06	3HA16(fil)+3HA16(chap)
3	182,20	0,8G+E	0,156	SSA	0,915	10,90	8,25	12,06	3HA16(fil)+3HA16(chap)
4	184,54	0,8G+E	0,158	SSA	0,914	11,06	8,25	12,06	3HA16(fil)+3HA16(chap)
5	178,09	0,8G+E	0,152	SSA	0,917	10,63	8,25	12,06	3HA16(fil)+3HA16(chap)
6	140,82	0,8G+E	0,120	SSA	0,936	8,24	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
7	113,76	0,8G+E	0,097	SSA	0,9485	6,57	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
8	85,55	0,8G+E	0,073	SSA	0,9625	4,87	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
9	61,09	0,8G+E	0,052	SSA	0,973	3,44	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)

❖ **Ferrailage en appuis supérieur :**

Niv	M _{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	153,28	G+Q+E	0,131	SSA	0,9295	9,03	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
2	176,39	G+Q+E	0,151	SSA	0,9175	10,52	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
3	175,07	G+Q+E	0,149	SSA	0,9185	10,44	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
4	173,74	G+Q+E	0,148	SSA	0,919	10,35	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
5	167,24	G+Q+E	0,143	SSA	0,9225	9,93	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
6	128,29	G+Q+E	0,110	SSA	0,942	7,46	8,25	10,65	3HA16(fil)+3HA14(chap)
7	97,75	G+Q+E	0,083	SSA	0,9565	5,60	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
8	71,60	G+Q+E	0,061	SSA	0,9685	4,05	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)
9	78,74	G+Q+E	0,067	SSA	0,9655	4,47	8,25	9,42	3HA16(fil)+3HA12(chap)

Conclusion :

Les poutres seront ferrillées comme suit :

Du 1^{er} au 6^{ème} étage :

Lits inférieur : **3HA16 filantes +3HA16en chapeaux** au niveau des appuis

Lits supérieur : **3HA16 filantes +3HA14en chapeaux** au niveau des appuis

Du 7^{ème} au 9^{ème} étage :

Lits inférieur et supérieur : **3HA16 filantes +3HA12en chapeaux** au niveau des appuis

1) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 52,5 \times 2,1}{400} = 1,90 \text{ cm}^2$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 8,25\text{cm}^2$$

Conclusion :

La **section minimale** adoptée est égale à 3HA16+3HA12=**9,42cm²** , elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

❖ Poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

❖ Ferrailage en travée :

Niv	M _{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	7,23	ELU	0,012	SSA	0,994	0,56	6,00	6,03	3HA16
2	11,50	ELU	0,019	SSA	0,9905	0,89	6,00	6,03	3HA16
3	17,04	ELU	0,029	SSA	0,9855	1,33	6,00	6,03	3HA16
4	22,11	ELU	0,037	SSA	0,9815	1,73	6,00	6,03	3HA16
5	23,73	ELU	0,040	SSA	0,980	1,86	6,00	6,03	3HA16
6	28,54	ELU	0,048	SSA	0,975	2,24	6,00	6,03	3HA16
7	36,67	ELU	0,061	SSA	0,9685	2,90	6,00	6,03	3HA16
8	43,67	ELU	0,073	SSA	0,9625	3,48	6,00	6,03	3HA16
9	32,04	ELU	0,054	SSA	0,972	2,52	6,00	6,03	3HA16

❖ Ferrailage appui inférieur :

Niv	M _{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	42,72	0,8G+E	0,071	SSA	0,9635	3,40	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
2	68,71	0,8G+E	0,115	SSA	0,9385	5,61	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
3	88,02	0,8G+E	0,147	SSA	0,9195	7,34	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
4	101,53	0,8G+E	0,170	SSA	0,9060	8,59	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
5	103,73	0,8G+E	0,174	SSA	0,9040	8,80	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
6	88,89	0,8G+E	0,149	SSA	0,9185	7,41	6,00	8,01	3HA14(fil)+3HA12(chap)
7	86,65	0,8G+E	0,145	SSA	0,9215	7,21	6,00	8,01	3HA14(fil)+3HA12(chap)
8	83,79	0,8G+E	0,140	SSA	0,9240	6,95	6,00	8,01	3HA14(fil)+3HA12(chap)
9	67,31	0,8G+E	0,113	SSA	0,9395	5,49	6,00	8,01	3HA14(fil)+3HA12(chap)

❖ **Ferrailage appui supérieur :**

Niv	M _{tmax} (KN.m)	Com	μ	OBS	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix (cm ²)
1	42,06	G+Q+E	0,070	SSA	0,9640	3,35	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
2	67,95	G+Q+E	0,114	SSA	0,9390	5,55	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
3	87,21	G+Q+E	0,146	SSA	0,9210	7,26	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
4	100,69	G+Q+E	0,168	SSA	0,9070	8,51	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
5	102,85	G+Q+E	0,172	SSA	0,9050	8,71	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
6	87,53	G+Q+E	0,146	SSA	0,9210	7,29	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
7	85,03	G+Q+E	0,142	SSA	0,9230	7,06	6,00	9,24	3HA14(fil)+3HA14(chap)
8	81,87	G+Q+E	0,137	SSA	0,9260	6,78	6,00	6,79	3HA12(fil)+3HA12(chap)
9	65,41	G+Q+E	0,109	SSA	0,9425	5,32	6,00	6,79	3HA12(fil)+3HA12(chap)

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Lits inférieur : **3HA14 filantes +3HA14 en chapeaux** au niveau des appuis de 1^{er} au 5^{ème} et **3HA14 filantes +3HA12 en chapeaux** de 6^{ème} au 9^{ème}

Lits supérieur : **3HA14 filantes +3HA14 en chapeaux** au niveau des appuis de 1^{er} au 7^{ème} et **3HA12 filantes +3HA12 en chapeaux** de 8^{ème} au 9^{ème}

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):**

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

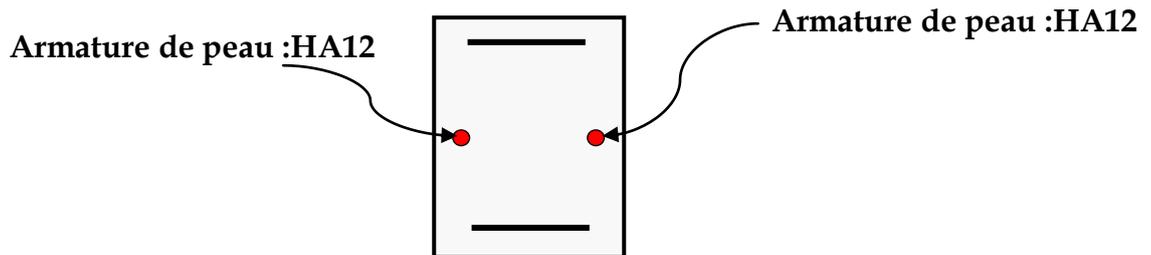
La **section minimale** adoptée est égale à 3HA12+3HA12=**6.79cm²** , elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

❖ **Disposition spécifiques pour les poutres PP (30x55) :**❖ **Armatures de peau :**

Vu la hauteur des poutres, il ya lieu de prévoir des **armatures de peau** pour éviter le risque de fissuration dans les zone non armé.

Art B.6.6,2 BAEL 99 : Il n'y a pas lieu de fournir des justifications pour les aciers constituant armatures de peau dans les poutres pour les cas de fissuration peu préjudiciable.

En se référant à cet article du **BAEL** il n'y a pas lieu de calculer les armatures de peau, nous allons disposer **1HA12** sur chaque paroi comme montré dans le schéma ci-dessous.



❖ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :** [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]
 $A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_c = 0,23 \times 30 \times 52,5 \times 2,1 / 400 = 1,90 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

❖ **Justification de l'âme sous l'effort tranchant :** [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

- ✓ Poutres principales: $\tau_u = 148,70 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,525 = 0,94 \text{ MPa}$
- ✓ Poutres secondaires: $\tau_u = 55,10 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,525 = 0,35 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme :** [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]

Contrainte tangente conventionnelle:

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \text{ pour des fissurations peu préjudiciables.}$$

Poutre principales: $\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Poutre secondaires: $\tau_u = 0,35 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

- **poutres principales :** $T_u^{\max} = 148,70\text{KN}$

$$\sum U_i = 3.14(3 \times 1.6 + 3 \times 1.4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{148,7 \times 10}{0,9 \times 52,5 \times 28,26} = 0.89 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **poutres secondaires :** $T_u^{\max} = 55,10\text{KN}$

$$\sum U_i = 3.14(3 \times 1.4 + 3 \times 1.4) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55,10 \times 10}{0,9 \times 52,5 \times 26,38} = 0.44 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]**

a) Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; a = 0,9 d$$

- **poutre principale :**

$$T_u = 148,7 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,525 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 945\text{KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **poutre secondaire :**

$$T_u = 55,10 \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,375 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 756\text{KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, On doit prolonger au-delà des appuis une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

- **poutre principale :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 148,7 - \frac{102,27}{0,9 \times 0,525} = -67,74 < 0$

- **Poutre secondaire :** $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 55,10 - \frac{43,67}{0,9 \times 0,525} = -37,32 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99]**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les $\phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les $\phi 14 : l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_s = 56,44 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les barres a haute adhérence.

Pour les $\emptyset 12 : l_c = 16,93 \text{ cm}$

Pour les $\emptyset 14 : l_c = 19,75 \text{ cm}$

Pour les $\phi 16 : l_c = 22,57 \text{ cm}$

❖ **Section des armatures transversales minimale**

La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$A_t = 0,003 \times S_t \times b$ (article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

❖ **Espacement maximal:**

Vérification des exigences du RPA :

➤ **Zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 13,75 \text{ cm}$$

-Poutres de $(30 \times 55) : S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante (travées) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

-Poutres de $(30 \times 55) : S_t = 15 \text{ cm}$

$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation :

a. Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule ; $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k . ; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

❖ Poutres principales

❖ En travée

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
1	59,10	3,20	0,205	0,927	53,49	379,48	7,09	15	CV
2	58,20	3,15	0,200	0,928	54,44	379,23	6,96	15	CV
3	58,02	3,14	0,199	0,928	54,44	379,29	6,97	15	CV
4	57,38	3,10	0,196	0,928	54,44	375,07	6,88	15	CV
5	58,90	3,19	0,202	0,927	53,49	379,38	7,09	15	CV
6	63,65	3,44	0,218	0,925	51,67	381,01	7,37	15	CV
7	63,20	3,42	0,217	0,925	51,67	380,53	7,36	15	CV
8	62,35	3,37	0,213	0,926	52,57	380,57	7,23	15	CV
9	74,78	4,05	0,258	0,919	46,73	382,69	8,18	15	CV

❖ En appuis

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
1	114,43	6,19	0,393	0,904	37,08	389,61	10,50	15	CV
2	117,01	6,33	0,401	0,903	36,55	389,91	10,66	15	CV
3	119,56	6,47	0,410	0,902	36,02	390,22	10,83	15	CV
4	121,19	6,56	0,416	0,901	35,50	390,55	11,00	15	CV
5	124,54	6,74	0,427	0,900	35,00	391,06	11,17	15	CV
6	134,94	7,30	0,463	0,897	33,54	392,52	11,70	15	CV
7	138,68	7,50	0,476	0,896	33,08	393,08	11,88	15	CV
8	141,53	7,66	0,486	0,895	32,62	393,22	12,05	15	CV
9	157,52	8,52	0,540	0,890	30,45	395,68	12,99	15	CV

❖ Poutres secondaires

❖ En travée

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
1	5,25	0,40	0,035	0,968	141,30	361,57	2,55	15	CV
2	8,83	0,67	0,060	0,958	104,00	366,85	3,52	15	CV
3	12,42	0,94	0,083	0,951	87,00	370,49	4,25	15	CV
4	16,11	1,22	0,108	0,945	75,91	372,62	4,90	15	CV
5	17,29	1,31	0,116	0,943	72,72	373,23	5,13	15	CV
6	20,80	1,58	0,140	0,938	65,64	374,25	5,70	15	CV
7	26,72	2,02	0,179	0,931	57,46	378,88	6,59	15	CV
8	31,85	2,41	0,214	0,926	52,57	380,58	7,23	15	CV
9	23,29	1,76	0,156	0,935	61,92	377,41	6,09	15	CV

❖ En appuis

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obs
1	17,80	1,35	0,120	0,943	72,72	372,85	5,12	15	CV
2	17,81	1,35	0,120	0,943	72,72	373,06	5,13	15	CV
3	22,92	1,74	0,154	0,936	63,12	375,28	5,94	15	CV
4	27,54	2,09	0,185	0,930	56,43	377,83	6,69	15	CV
5	30,18	2,29	0,203	0,927	53,49	379,11	7,08	15	CV
6	37,30	2,83	0,251	0,920	47,50	382,03	8,04	15	CV
7	46,66	3,53	0,313	0,912	41,82	386,49	9,23	15	CV
8	50,50	3,83	0,340	0,909	39,95	386,80	9,68	15	CV
9	47,05	3,56	0,316	0,912	41,82	386,44	9,24	15	CV

VII-2- Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

Recommandation du RAP 99 modifié 2003 :

1) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de $(0,9\%bh)$ en zone III:

$$\text{poteaux (60 * 60)} \quad A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 60 \times 60 = 32,40\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,9\%b \times h = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,40\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(6\%bh)$ en zone de recouvrement.

$$\text{poteaux (60 * 60)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 60 \times 60 = 216\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(4\%bh)$ en zone courante.

$$\text{poteaux (60 * 60)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 60 \times 60 = 144\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.

2) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espace (St) des armatures est donné par :

$$St \leq 10 \text{ cm en zone nodale. Zone III}$$

$$St \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \varnothing) \text{ zone courante. Zone III}$$

Où : \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

❖ Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$

❖ Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$

❖ Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} =$ L'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0,7 l_0

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10 \varnothing minimale.

VII-2-1- Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (\forall l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction.}$$

a-1) Détermination des armatures :

❖ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

❖ **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si N : effort de compression.} \\ (+) \text{ si N : effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

❖ **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

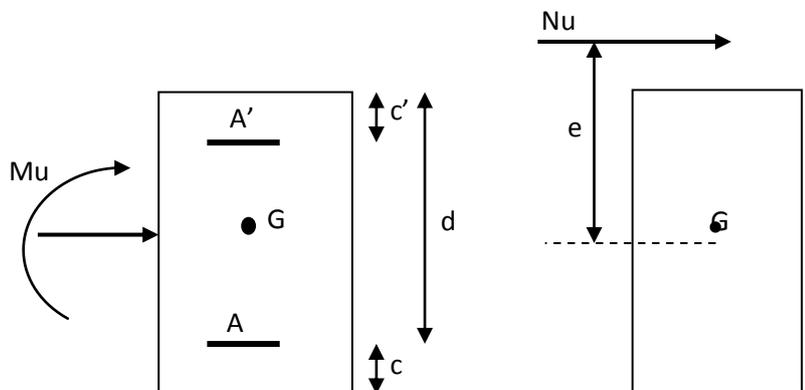


Fig VI

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

❖ **Armatures en flexion composée :**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :

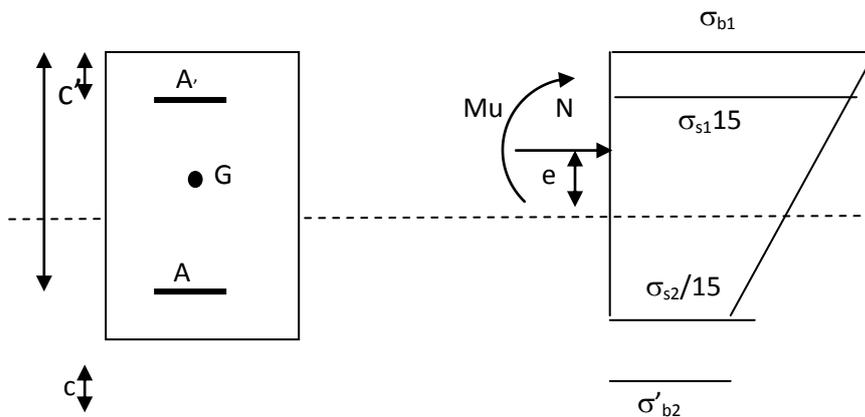


Fig. VIII.4

La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

b-1) Détermination des armatures :

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que :

$$\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N.a}{\sigma(d - c')} = \frac{N.a}{\sigma_{s1}.Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

❖ Compression pur (centrée) :

$$e = \frac{M}{N} = 0 \text{ (Excentricité nulle)}$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

❖ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

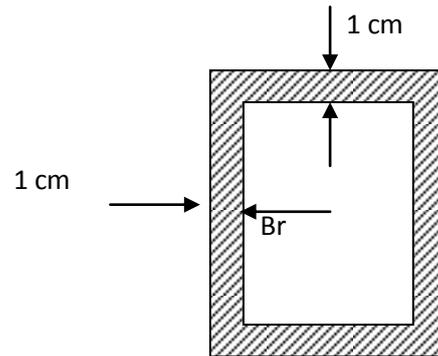


Fig. IX.5

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VII-2-2-Vérification à l'ELS :

❖ Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

❖ Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{I_0}{B_0 \cdot V_2} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

a-2) Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

VII-3-3- Ferrailage des poteaux a l'ELU :

❖ Sens longitudinal

Poteaux	comb	N (KN)	M(KN m)	OBS	A _{ST} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix de A
60X60	ELU	-576,6	26,6	SEC	0,00	0,00	32,40	33,18	8HA20+4HA16
		-2517	-8,49	SEC	0,00	0,00			
		-1105,3	72,60	SEC	0,00	0,00			
	ACC	839,8	34,05	SEC	0,00	0,00			
		-2094,70	-71,79	SEC	0,00	0,00			
		-390,3	187,02	SEC	3.62	0,00			
40X40	ELU	-87,30	32,66	SPC	1,29	0,00	14,40	15,14	6HA16+2HA14
		-1340,40	21,71	SEC	0,00	0,00			
		-900,1	88,53	SEC	0,00	0,00			
	ACC	198,30	120,50	SPC	6,34	0,00			
		-1051,80	-94,16	SEC	0,00	0,00			
		-363,60	191,69	SPC	10,90	0,00			

❖ Sens transversal

Poteaux	comb	N (KN)	M(KN m)	OBS	A _{ST} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix de A
60X60	ELU	-576,60	17,91	SEC	0,00	0,00	32,40	33,18	8HA20+4HA16
		2517	4,96	SEC	0,00	0,00			
		-1399,40	24,62	SEC	0,00	0,00			
	ACC	92,9	16,87	SPC	0,00	0,00			
		-2101,10	-42,49	SEC	0,00	0,00			
		-536,40	134,46	SPC	0,00	0,00			
40X40	ELU	-87,30	35,52	SPC	1,52	0,00	14,40	15,14	6HA16+2HA14
		-1340,40	0,89	SEC	0,00	0,00			
		-117	4,145	SEC	0,00	0,00			
	ACC	-21,53	16,90	SPC	0,85	0,00			
		-1134,70	-46,08	SEC	0,00	0,00			
		-515,60	-159,83	SPC	6,60	0,00			

VII-2-5) Vérification à l' ELS :

❖ Sens longitudinal:

Section	Sollicitation	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm ²)	XG	I (cm ⁴)	h	sigma	sigma	sigmabc	OBS
												sup(kN/cm ²)	inf(kN/cm ²)	barre	
60*60	Mmax	811,70	52,89	6,52	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,28	0,11	1,50	Vérif
	Nmin	1846,50	6,17	0,33	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,46	0,44	1,50	Vérif
	Nmax	421,90	19,31	4,58	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,13	0,07	1,50	Vérif
40*40	Mmax	660,90	64,49	9,76	6,67	SPC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,89	-0,17	1,50	Vérif
	Nmin	983,60	15,75	1,60	6,67	SEC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,67	0,41	1,50	Vérif
	Nmax	64,20	23,82	37,10	6,67	SPC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,23	-0,16	1,50	Vérif

❖ Sens Transversal

Section	Sollicitation	Ns (kN)	Ms (kNm)	e (cm)	h/6	Nature	A1 = A2	S (cm ²)	XG	I (cm ⁴)	h	sigma	sigma	sigmabc barre	OBS
												sup(kN/cm ²)	inf(kN/cm ²)		
60*60	Mmax	1019,83	17,96	1,76	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,28	0,22	1,50	Vérif
	Nmin	1846,50	3,40	0,18	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,46	0,45	1,50	Vérif
	Nmax	421,90	12,98	3,08	10,00	SEC	32,400	4086,00	0,00	1080000,00	60,00	0,12	0,08	1,50	Vérif
40*40	Mmax	85,90	30,20	35,16	6,67	SPC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,30	-0,20	1,50	Vérif
	Nmin	983,60	0,11	0,01	6,67	SEC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,54	0,54	1,50	Vérif
	Nmax	64,20	25,89	40,33	6,67	SPC	14,400	1816,00	0,00	213333,33	40,00	0,25	-0,18	1,50	Vérif

VII-2-6-Calcul des armatures transversales :**1) Calcul du diamètre des aciers :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

Soit: $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Soit 4 cadres de HA10 = $A_t = 3,14\text{cm}^2$.

2) Calcul d'espacement entre les armatures transversales :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) = 14 \text{ cm}$

Soit : **St = 10cm**

-En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 21\text{cm}$.

Soit : **St = 15cm.**

3) Calcul de la quantité d'armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,142}{0.60} = 3,57$$

En zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 60 \times 10 = 1,8\text{cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 60 \times 15 = 2,70\text{cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.35 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

❖ Poteaux (35 x 30)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{8.15 \times 10^3}{350 \times 275} = 0.085 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{12.10 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.124 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

❖ Poteaux (40 x 35)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{7.93 \times 10^3}{400 \times 325} = 0.061 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{17.31 \times 10^3}{350 \times 375} = 0.131 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

❖ Poteaux (45 x 40)

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{8.63 \times 10^3}{450 \times 375} = 0.051 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{6.95 \times 10^3}{400 \times 425} = 0.041 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875$$

VIII- FERRAILAGE DES VOILES :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC ; 1^{er} ; 2^{ème} ; 3^{ème} ; 4^{ème}
- **Zone II** : 5^{ème} ; 6^{ème} ; 7^{ème} ; 8^{ème}

VIII-1- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 90} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VIII-2- Ferrailage des Voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

VIII-3-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton ;

I : moment d'inertie du trumeau ;

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$.

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_c : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

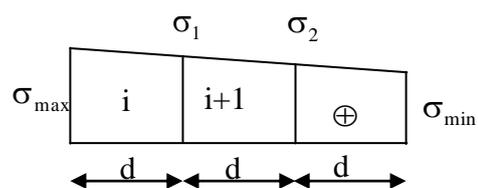
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

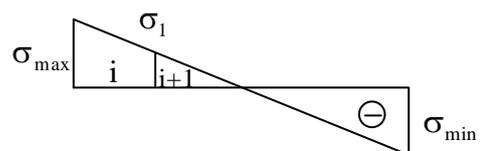
Avec e : épaisseur du voile



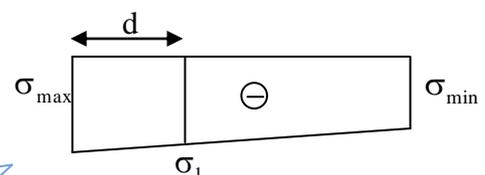
❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

A)-Armatures verticales :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

❖ Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec : σ_{s2} contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

B)-Armatures minimales :

❖ Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

❖ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 ‰ de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 15 %
- ✓ En zone courantes 0.10 %

C)-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-B : section du tronçon considéré

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

D) -Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré..

E) -Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F) -Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

G) -Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H) -Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

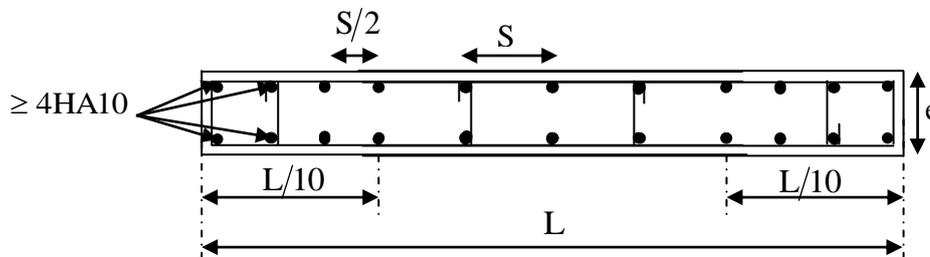


Figure V-11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII-4-Vérification :

A)-Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

B)-Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .
 d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) .
 h : Hauteur totale de la section brute.

❖ D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VIII-5- Exemple de calcul :

❖ Soit à Ferrailer le voile longitudinal VT1:

Zone I : RDC ; 1^{er} et 2^{eme} ; 3^{éme} ; 4^{éme}

❖ Caractéristiques géométriques :

$L = 4,30 \text{ m}$, $e_p = 20 \text{ cm}$

Sollicitation : les cas les plus défavorables :

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{N}{S} \mp \frac{M \times V}{I} ; \quad .$$

$$\sigma_{min} = -7402,60 \text{KN/ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 3448,30 \text{KN/ m}^2$$

On voit que la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}, \frac{2}{3} Lt \right)$$

Lt : Longueur tendue.

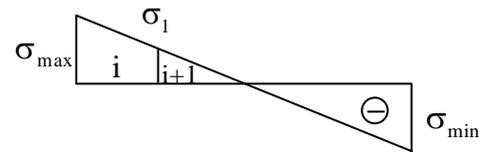
$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \cdot 2,93\right) = \min(1,53m; 1,95m)$$

On prend **d = 1,43m**

1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d}{L} = 4763,33 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 1174,26 \text{KN}$$



❖ Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 29,35 \text{cm}^2$$

2^{ème} tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 681,15 \text{KN}$$

❖ Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 17,03 \text{cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max\left(0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = 15,02 \text{cm}^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est :

Soit : $A_{v1} = 15 \text{ HA } 16 = 30,16 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$, $S_t = 10 \text{ cm}$

$A_{v2} = 12 \text{ HA } 14 = 18,47 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$, $S_t = 12 \text{ cm}$

➤ Armatures horizontales :

D'après le **BAEL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4} = 7,33 \text{ cm}^2$

D'après le **RPA99 (version 2003)** : $A_H \geq 0.15\% \cdot B = 4,29 \text{ cm}^2$

Soit $10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armatures transversales : Art(7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

VIII-6- Vérification des contraintes :

➤ **BAEL 99** : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{742,20 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,30} = 0,95 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

➤ **RPA 2003** : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 742,20 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 4,30} = 1,34 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 1,34 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS : (BAEL91/révisé 99) :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_s = 1181,10 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{1181,10 \cdot 1000}{860000 + 15 \cdot 3016} = 1,30 \text{ MPa}$$

$1,30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

NB: Les résultants pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau : Voile VT1 ,VL1 :

	Zones	I		II	
	Sens	Long	Trans	Long	Trans
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,10	4,30	2,10	4,30
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,42	0,86	0,42	0,86
	L _t (m)	1,58	2,93	1,04	4,00
	L _C (m)	0,52	1,37	1,06	0,30
	d (m)	1,05	1,43	0,70	1,43
solicitations de calcul	T (KN)	1155,58	1039,08	316,54	94,36
	N ₁ (KN)	599,14	1174,26	467,61	113,24
	N ₂ (KN)	401,05	681,15	233,12	94,71
	N _s (KN)	2031,6	1181,10	539,10	1114,30
	σ _{max} (KN/m ²)	1886,60	3448,30	3349,80	129,60
	σ _{min} (KN/m ²)	-	-7402,60	3291,40	-1731,5
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ ₁ (KN/m ²)	3819,55	4763,33	3330,33	662,32
Armatures minimale	A _{min} /bande (cm ²)	11,02	15,02	11,02	15,02
Armatures verticales	A _{v1} /bande(cm ²)	14,97	29,35	11,69	2,83
	A _{v2} /bande (cm ²)	10,02	17,03	5,83	2,37
Armatures adopté	A _{v1} adopté(cm ²)	16,08	30,16	12,32	11,31
	A _{v2} adopté(cm ²)	11,31	18,47	7,92	11,31
	A adopté (cm ²)	16,08	30,16	12,32	16,96
	choix de la section	8HA16	15HA16	8HA14	15HA12
Armatures Horizontales	A _h (cm ²)	3,15	4,29	2,92	4,29
	A _h adoptes (cm ²)	5,50	7,85	7,85	7,85
	choix de la section	7HA10	10HA10	10HA10	10HA10
Armatures transversales	A _t adopté (cm ²)	Epingle de HA8			

Vérifications	$\overline{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	3,06	1,34	0,84	0,122
	$\overline{\tau}_u = 3,26MPa$	τ_u	2,18	0,95	0,60	0,087
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	4,57	1,30	1,23	1,26

Tableau :-Voile cage d'escalier :

	Zones	I		II	
	Sens	Long	Trans	Long	Trans
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,05	2,35	5,05	2,35
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	1,01	0,47	1,01	0,47
	L _t (m)	3,57	1,75	3,15	1,79
	L _C (m)	1,48	0,60	1,90	0,56
	d (m)	1,26	1,16	1,01	0,78
sollicitations de calcul	T (KN)	3049,48	684,88	1892,80	510,44
	N ₁ (KN)	918,98	830,77	322,16	166,21
	N ₂ (KN)	528,46	549,62	171,06	105,12
	N _s (KN)	1427,80	1346,50	1213,40	304,8
	σ_{max} (KN/m ²)	3099,40	2423,70	1496	783,20
	σ_{min} (KN/m ²)	-	-	-2484,50	2484,00
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_1 (KN/m ²)	4194,15	4738,12	1693,70	1347 ;72
Armatures minimale	A _{min} /bande (cm ²)	13,23	12,18	13,23	12,18

Armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande}(\text{cm}^2)$	22,97	20,77	8,05	4,16	
	$A_{v2}/\text{bande}(\text{cm}^2)$	13,21	13,74	4,28	2,63	
Armatures adopté	$A_{v1}\text{ adopté}(\text{cm}^2)$	24,13	22,12	12,44	6,79	
	$A_{v2}\text{ adopté}(\text{cm}^2)$	13,57	16,93	6,28	4,71	
	$A\text{ adopté}(\text{cm}^2)$	24,13	22,12	13,57	13,85	
	choix de la section	12HA16 6	11HA16	12HA12	9HA14	
Armatures Horizontales	$A_h(\text{cm}^2)$	3,78	3,48	3,11	3,46	
	$A_h\text{ adoptes}(\text{cm}^2)$	7,85	7,85	7,85	7,85	
	choix de la section	10HA10 0	10HA10	10HA8	10HA8	
Armatures transversales	$A_t\text{ adopté}(\text{cm}^2)$	Epingle de HA8				
Vérifications	$\overline{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,35	1,60	2,08	1,21
	$\overline{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u	2,39	1,15	1,49	0,86
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,36	2,67	1,18	0,62

IX.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier)

❖ Fondations profondes :

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits)

IX.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,5bars$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.3 Choix du type de la fondation :

Le choix du type de fondation est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- Le tassement du sol.

IX.4 Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{60}{60} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{0,88\bar{\sigma}_{sol}}}$$

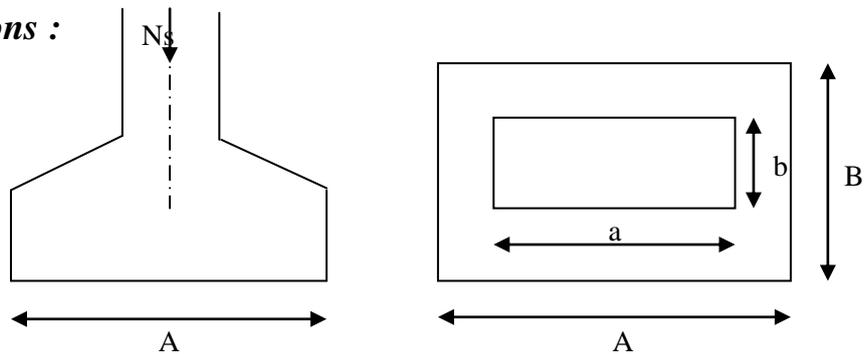


Figure X.1 : Dimensions d'une fondation

❖ Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 1846,50 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,72 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX.4-1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \quad \Rightarrow \quad \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : surcharge d'exploitation revenant au voile.

σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal

voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1126,80	2,10	2,14	4,50
VL2	1205,70	2,10	2,30	4,83
VL3	1507,40	2,10	2,87	6,03
VL4	1593,80	2,10	3,03	6,36
VL5	2539,90	5,05	2,01	10,15
				31,87

❖ Sens transversal

voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
Vt1	2323,40	4,30	2,16	9,30
Vt2	1934,10	4,30	1,80	7,74
Vt3	2076,40	4,30	1,93	8,30
Vt4	2472,80	4,30	2,30	9,89
Vt5	3068,60	2,35	5,22	12,26
Vt6	2985,1	2,35	5,08	11,94
				59,43

$$S_V = \sum S_i = 91,30 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des voiles.

IX.4-2 Semelles filantes sous poteaux :

La coordonnée de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle est donnée par la formule suivante :

Portique (3-3)

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$\sum N_i = 677,41 \text{ ton}$: Effort normal total transmis par les poteaux

$\sum M_i = 2,884 \text{ ton.m}$: Moment total transmis par les poteaux

$\sum N_i \times e_i = 323,41 \text{ KN.m}$

Poteaux	N=G+Q (ton)	M(ton)	e_i	$N \times e_i$
C21	88,56	1,392	-7,55	-668,63
C22	157,13	0,317	-3,25	-510,67
C23	143,71	0,088	0	0
C24	155,20	0,523	3,35	519,92
C25	132,81	0,564	7,40	982,79
				323,41

e_i : Longueur entre les poteaux et le centre de la semelle.

A. N :

$$e = \frac{323,41 + 2,884}{677,41} = 0,48 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,0033 < \frac{L}{6} = \frac{14,95}{6} = 2,49 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{677,41}{14,95} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,48}{14,95} \right) = 36,58 \text{ ton/m}$$

$$q_{max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{677,41}{14,95} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,48}{14,95} \right) = 54,04 \text{ ton /m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{677,41}{14,95} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,48}{14,95} \right) = 49,68 \text{ ton/m}$$

IX.4-2.1 Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{Sol}} = \frac{496,8}{0,25 \times 10^3} = 1,99m$$

$$B=2,00 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 2,0 \times 14,95 = 29,90 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 29,90 \times 6 + 91,30 = 270,70m^2.$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sons considéré.

Remarque :

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

$$- \text{ La surface totale du bâtiment : } S_{bat} = 25,20 * 14,95 = 376,74m^2$$

$$- \text{ La surface totale des semelles filantes : } S_t = 270,70m^2 = 71,85\% S_{bat} > 50\% S_{bat}$$

On opte pour un radier général.

IX.5 Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

IX.5-1 Pré dimensionnement du radier :**a)-Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifié :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Ce qui conduit à

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K = 40MPa pour un sol moyen.

I : l'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : module de déformation longitudinale déferée E = 10818.86MPa.

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6,10\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 136 \text{ cm}$$

❖ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{610}{8} \leq h \leq \frac{610}{5}$$

$$\Rightarrow 76,25 \text{ cm} \leq h \leq 122 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; on opte pour h = 80cm

b) – Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d = \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d = \frac{610}{20} = 30,50 \text{ cm.}$$

Soit : h_d = 40cm.

c – Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{610}{10} = 61 \text{ cm.}$$

CONCLUSION :

Le choix définitif des dimensions de radier est le suivant :

*Hauteur des nervures suivant les deux sens **h=100cm**

*Largeur de la nervure **b= 50 cm**

*Hauteur de la dalle **h_d=40cm**

*Largeur de débord **d_{déb}=65cm**

IX.5-2 Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment

Remarque : les règles du (B.A.E.L), nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend : **L_{déb}= 50cm**

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 376,74+41.2=417,94m^2$

❖ Charges permanente :

- Poids de bâtiment :4130,66 tonnes
- Poids du radier : 693,42 tonnes
- Poids du remblai en TVO : 245,93 tonnes
- Poids de la dalle flottante : 72,33 tonnes

Gt=5142,34 tonnes

❖ Surcharge du radier

- Surcharges du bâtiment : 490,28t
- surcharges du radier : 2089,7 t

Qt=2579,98t

IX.5-3 Combinaison d'actions :

- A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 10812,13t$
- A l'ELS: $N_s = G + Q = 7722,32t$

IX.5-4 Détermination de la surface nécessaire du radier :

➤ A l'ELU

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{Sol}} = \frac{10812,13}{2 \times 25} = 216,24 m^2$$

➤ A l'ELS

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{Sol}} = \frac{7722,32}{25} = 308,89 m^2$$

D'où:

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = (216,24 ; 308,89) = 308,89 m^2$$

$$S_{bat} = 417,94 m^2 > S_{rad} = 308,89 m^2$$

IX.5-5 Vérification:**a. Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{10812,13 \cdot 1 \cdot 6,10}{417,94 \cdot 2} = 78,90 t$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{78,90 \cdot 10^4}{1000 \cdot 360} = 2,19 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot 25}{1,5} ; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée} \quad .$$

b. Vérification de la stabilité du radier

❖ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13 m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,79m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

❖ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{26,15 \cdot 15,75^3}{12} = 8513,97m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{15,75 \cdot 26,15^3}{12} = 23470,07m^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charge verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi} ; I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

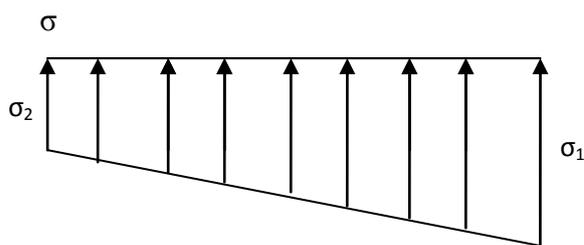


Fig.IX.Diagramme des contraintes

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

-A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{Sol}$$

-A l'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{Sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

❖ **Sens (X-X)**

-A l'ELU

$$M_x = 3253,065 \text{ tm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{10812,13}{417,94} + \frac{3253,065}{23470,07} * 13 = 27,67 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{10812,13}{417,94} - \frac{3253,065}{23470,07} * 13 = 24,06 \text{ t/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 * 27,67 + 24,06}{4} = 26,76 \text{ t/m}^2$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 25 = 50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \times \sigma_{Sol} \implies \text{Condition vérifiée}$$

-A l'ELS:

$$M_x = 3253,065 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{7722,32}{417,94} + \frac{3253,065}{23470,07} * 13 = 20,27 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V = \frac{7722,32}{417,94} - \frac{3253,065}{23470,07} * 13 = 16,67 \text{ t/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 * 20,27 + 16,67}{4} = 19,37t/m^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{Sol} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens (Y-Y)

➤ A l'ELU

$$M_y = 2538,094t.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{10812,13}{417,94} + \frac{2538,094}{8513,97} * 7,79 = 28,19t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{10812,13}{417,94} - \frac{2538,094}{8513,97} * 7,79 = 23,54t/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 28,19 + 23,54}{4} = 27,02t/m^2$$

$$\sigma_m < 2 \times \sigma_{Sol} = 2 \times 25 = 50t/m^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ A l'ELS:

$$M_y = 2538,094 t.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{7722,32}{417,94} + \frac{2538,094}{8513,97} * 7,79 = 20,79t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{7722,32}{417,94} - \frac{2538,094}{8513,97} * 7,79 = 16,15t/m^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 * 20,79 + 16,15}{4} = 19,63t/m^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{Sol} = 25t/m^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

c)-Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- ✓ N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
- ✓ μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- ✓ a : Epaisseur du voile ou du poteau.
- ✓ b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

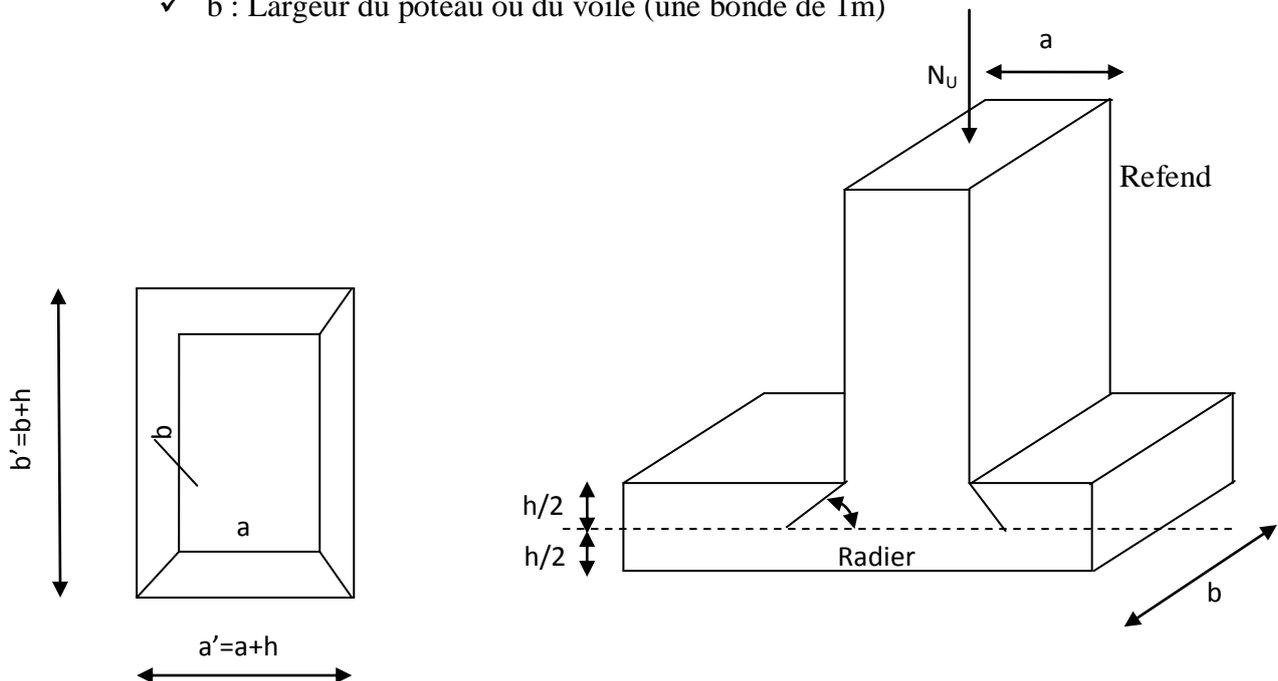


Fig .IX-2 Périmètre utile des voiles des poteaux

d)- Calcul du périmètre utile μ_c :

❖ Poteaux

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,60 + 0,60 + 2 \times 1) = 6,40m$$

$$N_u = 87,30t$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,40 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480,0t \quad \Rightarrow \quad OK$$

❖ Voile

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 1) = 6.4m$$

$$N_u = 76,51t$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480,0t \Rightarrow OK$$

IX.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91

On distingue deux cas :

➤ **1^{er} cas** : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{Ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

et $M_{Oy} = 0$

➤ **2^{ème} cas** : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{Ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{Ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adoptée la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a)-Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

➤ **ELU :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{red}}{S_{rad}} = 27,02 - \frac{693,42}{417,94} = 25,36 \text{ t/m}^2$$

➤ **ELS:**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{red}}{S_{rad}} = 19,63 - \frac{693,42}{417,94} = 17,97 \text{ t/m}^2$$

Panneau de dimension:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,82}{6,10} = 0,62 \text{ le panneau de la dalle travaille dans les deux sens .}$$

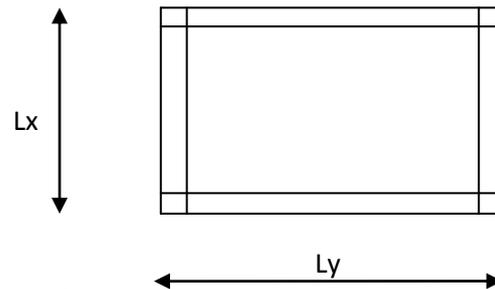
b. Calcul des armatures à l'ELU :

$$\rho = 0,62 \begin{cases} \mu_x = 0,0785 \\ \mu_y = 0,330 \end{cases}$$

$$q_u = 25,36 \text{ t/m}^2$$

$$M_{OX} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0785 \cdot 25,36 \cdot 3,82^2 = 29,05 \text{ t.m}$$

$$M_{Oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,330 \cdot 29,05 = 9,58 \text{ t.m}$$



❖ **Sens XX**

❖ **Prise en compte de la continuité :**

➤ **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_{utx} = 0,75 \cdot 29,05 = 21,78 \text{ t.m} \\ M_{uty} = 0,75 \cdot 9,58 = 7,18 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis**

$$\begin{aligned} M_{uax} &= -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \cdot 29,05 = -14,52 \text{ t.m} \\ M_{uay} &= -0,5 \times M_{0y} = -0,5 \cdot 9,58 = -4,79 \text{ t.m} \end{aligned}$$

❖ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{217,8}{1 * 0,36^2 * 14,2 * 10^3} = 0,12 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{217,8 * 10^2}{0,936 * 36 * 34,8} = 18,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **10HA16 = 20,11 cm²**

Avec un espacement : **e = 11 cm**

❖ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{145,20}{1 * 14,2 * 10^3 * 0,36^2} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{145,20 * 10^2}{0,959 * 36 * 34,8} = 12,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **8HA14 = 12,32 cm²**

Avec un espacement : **e = 14 cm**

❖ **Sens YY**❖ **Prise en compte de la continuité :**➤ **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_{utx} = 0,75 * 29,05 = 21,78 \text{ t.m} \\ M_{uty} = 0,75 * 9,58 = 7,18 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis**

$$\begin{cases} M_{uax} = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 * 29,05 = -14,52t.m \\ M_{uay} = -0,5 \times M_{0y} = -0,5 * 9,58 = -4,79t.m \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71,80}{1 * 0,36^2 * 14,2 * 10^3} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,80 * 10^2}{0,980 * 36 * 34,8} = 5,84cm^2/ml$$

On adopte : **7HA12=7.92cm²**

Avec un espacement : **e = 14cm**

❖ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,90}{1 * 14,2 * 10^3 * 0,36^2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{uay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,90 * 10^2}{0,987 * 36 * 34,8} = 4,03cm^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65cm²**

Avec un espacement : **e = 20cm.**

b.)-Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour HA FeE400

$$A_{min} = 0.0008 * 100 * 40 * \frac{3 - \frac{3,82}{6,10}}{2} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Aux appuis**

$$A_{ua}^x = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **En travée**

$$A_{ut}^x = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut}^y = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 3,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

C)-Calcul à l'ELS

$$\rho = 0,62 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0785 \\ \mu_y = 0,330 \end{cases}$$

$$q_s = 17,97 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0785 * 17,97 * 3,82^2 = 20,58 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,330 * 20,58 = 6,79 \text{ t.m}$$

❖ **Prise en compte de la continuité :**

➤ **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_{stx} = 0,75 * 20,58 = 15,43 \text{ t.m} \\ M_{sty} = 0,75 * 6,79 = 5,09 \text{ t.m} \end{cases}$$

➤ **Moment aux appuis**

$$\begin{cases} M_{sax} = -0,5 * M_{0x} = -0,5 * 20,58 = -10,29 \text{ t.m} \\ M_{say} = -0,5 * M_{0y} = -0,5 * 6,79 = -3,39 \text{ t.m} \end{cases}$$

d)-Vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Sens XX**

❖ **Aux appuis :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

$$\bullet \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \sigma_b = K_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 12,32}{100 * 36} = 0,342 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{102,9 * 10^6}{0,909 * 360 * 12,32 * 10^2} = 255,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 255,23 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition non vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{255,23}{39,95} = 6,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 20,11}{100 * 36} = 0,554 \Rightarrow \beta_1 = 0,889 \Rightarrow K_1 = 30,04$$

$$\sigma_s = \frac{154,30 * 10^6}{0,889 * 360 * 20,11 * 10^2} = 239,74 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.N.V}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{239,74}{30,04} = 7,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armatures à L'E.L.S. (en travée et aux appuis)

❖ En travée:

$$\mu_u = \frac{M_s}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{154,30}{1 * 0,36^2 * 201,63 * 10^3} = 0,0059 \Rightarrow K_1 = 26,67 \Rightarrow \beta_1 = 0,880$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{154,30 * 10^2}{0,880 * 36 * 201,63} = 24,15 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8 HA20 = 25,13 cm²**

Avec un espacement : **e = 14cm**

❖ **Eux appuis:**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = \frac{102,9}{1 * 0,36^2 * 201,63 * 10^3} = 0,0039 \Rightarrow K_1 = 34,50 \Rightarrow \beta_1 = 0,899$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * \bar{\sigma}_s} = \frac{102,9 * 10^2}{0,899 * 36 * 201,63} = 15,77 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8 HA16 = 16,08 cm²**

Avec un espacement : **e = 14cm.**

❖ **Sens YY**

❖ **Eux appuis:**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier alors :

$$\bullet \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \text{Max} \left(0,5 fe ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \sigma_b = K_1 \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 5,65}{100 * 36} = 0,157 \Rightarrow \beta_1 = 0,935 \Rightarrow K_1 = 61,92$$

$$\sigma_s = \frac{33,9 * 10^6}{0,935 * 360 * 5,65 * 10^2} = 178,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178,25}{61,92} = 2,87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 7,92}{100 * 36} = 0,22 \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \Rightarrow K_1 = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{50,90 * 10^6}{0,924 * 360 * 7,92 * 10^2} = 193,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{193,20}{50,79} = 3,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

IX-7 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI-3°. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

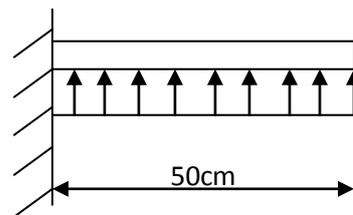


Fig XI -3 Schéma statique de débord

a) Sollicitation de calcul :

❖ **A L'ELU**

$$P_u = 25,05 \text{ t/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u * l^2}{2} = \frac{-25,36 * 0,50^2}{2} = -3,17 \text{ t.m}$$

❖ A L'ELS

$$P_s = 17,97 \text{ t.m}$$

$$M_s = \frac{-P_s * l^2}{2} = \frac{-17,97 * 0,50^2}{2} = -2,24 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 37,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} .$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{31,7 * 10^2}{100 * 37,5^2 * 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{31,7 * 10^2}{0,992 * 37,5 * 34,8} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 2,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a)-Vérification à L'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 37,5 * 2,1}{400} = 4,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte pour } \mathbf{5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

a)-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

e)- Vérification à L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} ; \rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * 5,65}{100 * 37,5} = 0,150 \Rightarrow \beta_1 = 0,936 \Rightarrow K_1 = 63,12$$

$$\sigma_s = \frac{22,4 * 10^6}{0,936 * 375 * 5,65 * 10^2} = 112,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{112,95}{63,12} = 1,79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.8 Ferrailage des nervures :

a) Calcul des charges :

❖ Sens X-X : file(C)

$$q_m = (\sigma_m) * L_m$$

$$q_t = (\sigma_m) * L_t$$

-Travée (1-2):

❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{3,10} = 0,95$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ Surface trapézoïdale : } L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) l_x = 1,03m \\ \text{❖ Surface trapézoïdale : } L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) l_x = 0,77m \end{array} \right\} \times 2$$

-Travée (2-3):

❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{6,05} = 0,49$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{❖ Surface trapézoïdale : } L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) l_x = 1,35m \\ \text{❖ Surface trapézoïdale : } L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) l_x = 1,11m \end{array} \right\} \times 2$$

-Travée (3-4):❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{5,05} = 0,58$$

- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) l_x = 1,30m$
- ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) l_x = 1,05m$

} x2

-Travée (4-5):❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{6,55} = 0,45$$

- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) l_x = 1,37m$
- ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) l_x = 1,14m$

} x2

-Travée (5-6):❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{3,98} = 0,74$$

- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) l_x = 1,20m$
- ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) l_x = 0,93m$

} x2

travées	qum (t/ml)	qsm (t/ml)	qut (t/ml)	qst (t/ml)
(1-2)	26,12	18,50	19,52	12,58
(2-3)	34,24	24,26	28,15	19,95
(3-4)	32,97	23,36	26,63	18,87
(4-5)	34,74	24,62	28,91	20,48
(5-6)	30,43	21,56	23,58	16,71

❖ Sens Y-Y file(3)

$$q_m = (\sigma_m) * L_m$$

$$q_t = (\sigma_m) * L_t$$

-Travée (A-B):

❖ Calcul ρ :

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{6,05} = 0,66$$

❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,70m$

❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,34m$

$$\Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,00}{5,05} = 0,79$$

❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,58m$

❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,21m$

-Travée (B-C) (C-D) :

$$\Rightarrow \rho = \frac{2,95}{6,05} = 0,49$$

❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,35m$

❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,11m$

$$\Rightarrow \rho = \frac{2,95}{5,05} = 0,58$$

- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,30m$
- ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,05m$

-Travée (D-E) :

$$\Rightarrow \rho = \frac{4,35}{6,05} = 0,72$$

- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,80m$
 - ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,39m$
- $$\Rightarrow \rho = \frac{4,35}{5,05} = 0,86$$
- ❖ Surface trapézoïdale : $L_m = \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot \rho^2\right) \cdot l_x = 1,64m$
 - ❖ Surface trapézoïdale : $L_t = \left(0,5 - \frac{1}{4} \cdot \rho\right) \cdot l_x = 1,24m$

travées	qum (t/ml)	qsm (t/ml)	qut (t/ml)	qst (t/ml)
(A-B)	43,11	30,55	33,98	24,08
(B-C)	34,23	24,26	28,15	19,95
(C-D)	34,23	24,26	28,15	19,95
(D-E)	45,65	32,35	35,25	24,98

b) Détermination des efforts:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

❖ **Sens X-X :**

- ❖ La méthode des éléments finis consiste à surestimer de $(\frac{1}{3})$ les moments en appuis et sous-estimer de $(\frac{1}{3})$ les moments en travées.

les moments aux appuis XX			les moments en travées XX			
Appuis	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)	Travées	Longueur m	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)
1	5,86	4,47	(1-2)	3,10	62,28	36,81
2	1560,61	1100,88	(2-3)	6,05	1329,05	945,01
3	1644,67	1167,99	(3-4)	5,05	192,01	135,47
4	1923,43	1363,66	(4-5)	6,55	1561,20	1107,24
5	1973,21	1399,38	(5-6)	3,98	339,67	240,75
6	5,86	4,47				

L'effort tranchant à L'ELU XX					
Travées	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)
T	-2509,6	-1887,01	-1469,28	-2087,81	-157 1,18
T	1207,3	1914,13	1576,50	2102,66	616,16

L'effort tranchant à L'ELS XX					
Travées	(1-2)	(2-3)	(3-4)	(4-5)	(5-6)
T	-1599,6	-1337,06	-104237	-1480,49	-1114,26
T	8346,7	1358,71	1117,63	1491,16	4371,2

❖ Sens Y-Y :

Les résultats obtenus sont données sur les schémas suivants :

les moments aux appuis yy			les moments en travées yy			
Appuis	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)	Travées	Longueur m	ELU(KN.m)	ELS(KN.m)
A	5,30	4,88	A-B	4,00	1120,15	793,83
B	1183,54	839,03	B-C	2,95	153,15	109,06
C	21,21	147,75	C-D	2,95	70,81	50,24
D	1336,0	947,1	D-E	4,35	1319,6	935,4
E	5,30	4,88				

L'effort tranchant à L'ELU YY				
Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
T	-1309,68	-1285,63	-586,27	-2057,14
T	1870,75	675,93	1314,0	1455,02

L'effort tranchant à L'ELS YY				
Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
T	-929,07	-911,71	-416,09	-1458,43
T	1326,28	479,66	331,80	1032,09

c)-Calcul des armatures à L'ELU:

❖ Sens (X-X) :

❖ En travée :

$$M_{tmax} = 1561,2KN.m$$

$$b = 65cm ; d = 97,5cm ; f_{bc} = 14.2MPa ; \sigma_s = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1561,2 * 10^2}{65 * 97,5^2 * 14.2} = 0,180 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{1561,20 * 10^2}{0,900 * 97,5 * 34,8} = 51,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA32+2HA20 = 54,54 cm²**

❖ **Aux appuis :**

$$M_{\text{amax}} = 1973,21 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; d = 97,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1973,21 * 10^2}{65 * 97,5^2 * 1,42} = 0,224 < \mu_1 = 392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,224 \longrightarrow \beta = 0,872$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{1973,21 * 10^2}{0,872 * 97,5 * 34,8} = 66,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA32+8HA25 = 71,44 cm²**

d)- Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité**

*Armatures longitudinales :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 * 65 * 97,5 * \frac{2,1}{400} = 7,65 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée**

$$A_u = 54,54 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 7,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_u = 71,44 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 7,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{umax}}}{b * d} = \frac{2102,66 * 10^3}{650 * 975} = 3,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \tau \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente la hauteur de la nervure

$$\tau_{u_{\max}} = \frac{V_{u_{\max}}}{b * d} = 2,5 \text{MPa}$$

$$V_{u_{\max}} = 2102,66 \text{ KN} \Rightarrow d \geq 1,27 \text{ m} \Rightarrow h \geq 1,275 \text{ m.} \Rightarrow \mathbf{h=1,30}$$

➤ **Armatures transversales :**

❖ Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 1.4 ; \frac{130}{35} ; \frac{50}{10} \right\} = 1.4 \text{ cm}$$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :

Selon le BAEL 91

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \{ 114,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{20 * 2102,66}{0,9 * 127,5 * 34,8} = 10,53 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,66 \text{ mm} \quad ; \text{ On prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{10,53 * 400}{65 * 20} = 3,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Selon le RPA 99 :**

Espacement des armatures :

✓ En Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{130}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 32,5 \text{ cm} ; 38,4 \text{ cm} \} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

✓ En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 10 * 65 = 1,95 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à 3 cm²/ml de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 130 cm, la qualité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 1 \text{ m} = 3 \text{ cm}^2 / \text{par paroi.}$$

Soit : 2HA12

e) Vérification à L'ELS

➤ Contrainte dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

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

❖ **Aux appuis**

La section adoptée à L'ELU en appui est $A_u = 71,44 \text{ cm}^2$

$M_s \text{ max} = 1399,38 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ua}}{b_0 * d} = \frac{100 * 71,44}{65 * 127,5} = 0,865$$

$$\rho_1 = 0,865 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,868 \\ K_1 = 22,88 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa} \max}{\beta_1 * d * A_{sa}} = \frac{1399,38 * 10^6}{0,868 * 1275 * 71,44 * 10^2} = 176,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176,99}{22,88} = 7,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

❖ Aux travées :

La section adoptée à L' ELU est.

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

$$M_{st} \max = 1107,24 \text{ KN .m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ut}}{b_0 * d} = \frac{100 * 54,54}{65 * 127,5} = 0,661$$

$$\rho_1 = 0,661 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,881 \\ K_1 = 27,02 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa} \max}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{1107,24 * 10^6}{0,881 * 1275 * 54,54 * 10^2} = 180,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 180,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,73}{27,02} = 6,69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

❖ **Sens Y-Y :**

❖ **En travée :**

$$M_{tmax} = 1319,6 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; d = 97,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1319,6 * 10^2}{65 * 97,5^2 * 14,2} = 0,150 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{1319,6 * 10^2}{0,918 * 97,5 * 34,8} = 42,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA32+4HA20 = 44,74 cm²**

❖ **Aux appuis :**

$$M_{amax} = 1336,0 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; d = 97,5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1336 * 10^2}{65 * 97,5^2 * 14,2} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,152 \longrightarrow \beta = 0,917$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u * d * \sigma_s} = \frac{1336 * 10^2}{0,917 * 97,5 * 34,8} = 42,90 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA32+4HA20 = 44,74 cm²**

d)- Vérification à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité**

*Armatures longitudinales :

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 * 65 * 97,5 * \frac{2,1}{400} = 7,65 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée :**

$$A_u = 44,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_u = 44,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \} \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b * d} = \frac{2057,14 * 10^3}{650 * 975} = 3,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u > \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente la hauteur de la nervure

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b * d} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{u \max} = 2057,14 \text{ KN} \Rightarrow d \geq 1,26 \text{ m} \Rightarrow h \geq 1,275 \text{ m.} \Rightarrow \mathbf{h=1,30}$$

❖ **Armatures transversales :**

Diamètre des aciers transversaux (Art .A.7.2, 2) :

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 1,4 ; \frac{130}{35} ; \frac{50}{10} \right\} = 1,4 \text{ cm}$$

➤ Le pourcentage minimal d'armatures transversales (Art. A.5.1, 22) :

❖ **Selon le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min\{114,7 \text{ cm}; 40\text{cm}\} \quad \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{20 * 2057,14}{0,9 * 127,5 * 34,8} = 10,30\text{cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{32}{3} = 10,66\text{mm} \quad ; \text{On prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{10,30 * 400}{65 * 20} = 3,17 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

❖ Selon le RPA 99 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$A_t = 0,003 * 20 * 50 = 3,90\text{cm}^2$$

Espacement des armatures :

✓ En Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right\} = \min\{32,5 \text{ cm} ; 38,4 \text{ cm}\} \text{ On prend } S_t = 10\text{cm}$$

✓ En Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65\text{cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Armatures de peau: (BAEL91, Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml. } 1 \text{ m} = 3,90 \text{ cm}^2 / \text{par paroi.}$
 Soit : 2HA12

e)-Vérification à L'ELS

➤ Contrainte dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K * \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Ma}$$

❖ En travée

La section adoptée à L'ELU en travée est $A_u = 8,08 \text{ cm}^2$

$M_s \text{ max} = 935,4 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ut}}{b_0 * d} = \frac{100 * 44,74}{65 * 127,5} = 0,540$$

$$\rho_1 = 0,540 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,890 \\ K_1 = 30,45 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st \text{ max}}}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{935,4 * 10^6}{0,890 * 1275 * 44,74 * 10^2} = 184,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 184,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{184,25}{30,45} = 6,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ Aux appuis :

La section adoptée à L' ELU est.

$$A_{ua} = 44,79 \text{ cm}^2$$

$$M_{sa \text{ max}} = 1147,1 \text{ KN .m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{ua}}{b_0 * d} = \frac{100 * 44,79}{65 * 127,5} = 0,540$$

$$\rho_1=0,540 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0,890 \\ K_1=30,45 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa} \max}{\beta_1 * d * A_{sa}} = \frac{1147,1 * 10^6}{0,890 * 1275 * 44,74 * 10^2} = 225,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 225,70 \text{ MPa} \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{225,70}{30,87} = 7,41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Il est donc nécessaire de calculer la section d'armatures à L'E.L.S. (aux appuis)

❖ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_S}{b * d^2 * \overline{\sigma}_S} = \frac{1147,1}{0,65 * 1,275^2 * 201,63 * 10^3} = 0,00536 \Rightarrow K_1 = 28,48$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,885$$

$$A_s = \frac{M_S}{\beta_1 * d * \overline{\sigma}_S} = \frac{1147,1 * 10^2}{0,885 * 127,5 * 201,63} = 50,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA32+4HA25 = 51,80 cm²**

Aux appuis :

\Rightarrow La section adoptée = max(E. L. U ; E. L. S) = max(44,74; 51,80) cm² $\Rightarrow A = 51,80 \text{ cm}^2$

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Remerciement

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr GUEBAL pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
DTR B.C. 2.2,
BAEL 91,

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité.

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
