

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Référence : 2018

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et
commercial
« SS+RDC+09 étages » en Béton Armé**

Domaine : Sciences et Techniques

Spécialité :
GENIE CIVIL

Option :
STRUCTURES

Par :
CHELOUFI SARA

DIRECTEUR DU MEMOIRE: Mr GOUESMIA, GENIE CIVIL, UBM ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT:

EXAMINATEURS :

ANNEE ANNIVERSAIRE : 2017/2018

Remerciement :

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur "Mr. GOUESMIA" (chargé de cours au DGC), pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation « Mme BOUKHATEM, Mr FELLAH FARID, HAMMOUDA ABDELAZIZ, Mr SAOUANE ABDESLAM, Mme HOUDA AMINA »

Nous tenons à remercier les ingénieurs de l'agence CTC d'EL TARF « Mr : MEHAYA HAMMOUDA, Mr AOUN MED SALAH, NAISSAIBIA AHMED, BEN AOUDA SOUFIENE, ROUABHIA ABDELAALI, FARES »

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté l'aide et l'encouragement, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya d'EL TARF. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose en des parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude sismique et dynamique de la structure par logiciel ROBOT Autodesk, ensuite l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine). Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ROBOT Autodesk, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract :

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in the wilaya of EL TARF. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study the seismic and dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT Autodesk to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).then study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words:

Building. Reinforced concrete ROBOT Autodesk, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الأرض+طابق أرضي +9طوابق بولاية الطارف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), تتكون هذه الدراسة منة أجزاء و هم:

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب ودراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الأخير :يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة, RPA99V200 BAEL91modifié 99, ROBOT Autodesk,

I.1 Introduction :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière a :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister –pour des degrés de fiabilité – à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003).

I.2 présentation du projet :

Le présent projet est consacré à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial « R+9 », cet ouvrage est situé dans la zone IIb qui est classée par le R.P.A 2003.

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un sous-sol, rez-de-chaussée à usage commercial et plus les 09 niveaux à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya d'EL TARF.

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

I.2.1 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (zone IIb).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme de catégorie S3 (mixte portique/voile avec interaction)
- Contrainte admissible du sol: $\sigma_{sol} = 1.45\text{bars}$.

I.2.2 Caractéristiques dimensionnelles de la structure :

L'ouvrage comporte un rez-de-chaussée et neuf étages (R+9) avec un duplex qui commence aux 9 étages dont les caractéristiques géométriques sont :

- Largeur en plan : 28.1m
- La longueur en plan : 20.87m
- Hauteur du sous sol : -4.42m
- Hauteur de RDC : 3.06m
- Hauteur d'étage courant : 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 30.60m
- Hauteur de l'acrotère : 60cm

I.2.3 la superstructure :

1. L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable et des voiles.

2. Les planchers :

Nous avons optés pour des planchers à corps creux (16+4), pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- et en plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

3. Maçonneries :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

4. Revêtements :

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.
- Le revêtement des plafonds est réalisé par le gypse.
- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage.

II.1 Introduction :

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquels il est soumis.

II.2 Principe du béton armé :

Le béton est un matériau hétérogène, il travaille très bien à la compression et mal à la traction, en revanche l'acier travaille bien à la traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie.

II.3 Le béton:

1. composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant, sa composition courante pour 1m^3 est comme suit :

- Dosage en ciment : 350kg/m^3
- Gravier : 800 litres de 15/25mm
- Sable : 400 litres de 0/5mm
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage

2. Caractéristiques physiques du béton :

Masse volumique :

Elle varie de 2 à 2.5 t / suivant la quantité d'acier mise dans le béton.

Coefficient de dilatation :

Comme tous les matériaux, le béton réagit à la température ; son effet est très important surtout dans les constructions hyperstatiques ou des dégâts considérables peuvent surgir, la variation de température à considérer est de

(-40 à +30)°C avec une température initiale de (5 à 10) °C le coefficient de dilatation thermique du béton varie entre (0.7 à 1.2)

- **Retrait hygrométrique :**

Au cor de sa vie le béton subit une variation de volume. Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : c'est le retrait.

- **Retrait sous charges ou fluage :**

On a constaté que le retrait était plus important lorsque le béton était conservé en étant soumis à une compression. Il existe donc un retrait sous charges, ou fluage, qui vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

3. Caractéristiques mécaniques:

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83f_{cj}} f_{c28} & \text{pour: } f_{cj} \leq 40\text{Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95f_{cj}} f_{c28} & \text{pour: } f_{cj} \geq 40\text{Mpa} \end{cases}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Conventionnellement elle est définie comme une part de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ Mpa. Et pour cette étude : } f_{c28}=25\text{Mpa et } f_{tj}=2.1\text{Mpa}$$

4. Contraintes limites :

- **Contrainte ultime à la compression:**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \text{ (Mpa)}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures

- **Contraintes de service à la compression :**

$$\sigma_{bc} = 0,60 \times f_{c28} \text{ (Mpa)}$$

$$\sigma_{bc} = 12 \text{ (Mpa)}$$

- **Contrainte limite de cisaillement:**

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

5. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané :**

$$E_{ij} = 11\,000 \, 3\sqrt{f_{c_j}} \text{, pour les charges appliquées avant 24heures}$$

$$\text{Pour notre cas : } E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité différé:**

$$E_{vj} = 3700 \, 3\sqrt{f_{c_j}} \text{, pour les charges le long de la durée de vie}$$

$$\text{Pour notre cas : } E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ Mpa}$$

- **Coefficient de poisson:**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$$\nu = 0,2 \text{ l'état limite de service}$$

$v = 0$ l'état limite ultime

6. Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

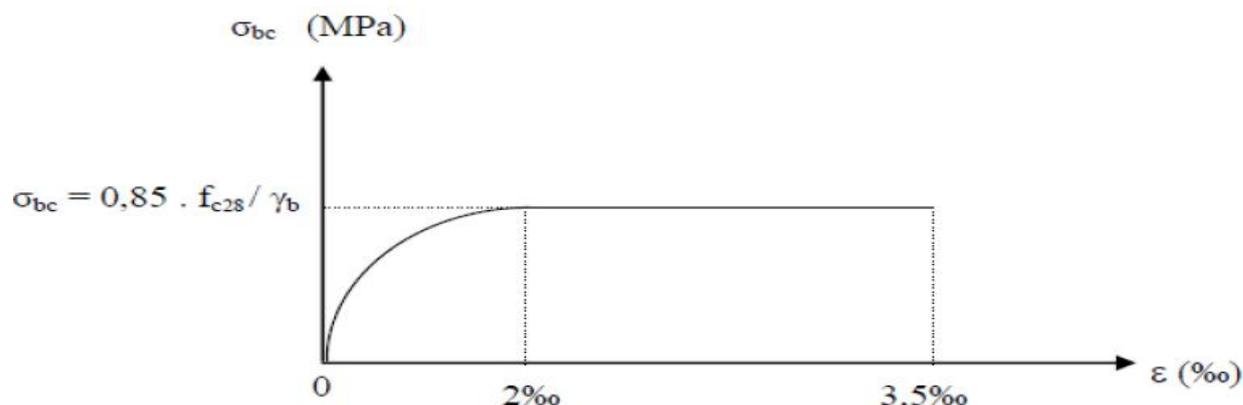


Figure II.1 : Diagramme σ - ξ du béton

II.4 L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

1. la limite d'élasticité garantie f_e :

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Rond lisse	F _e E22	215	-emploi courant -épingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barre HA Type 1 et 2	F _e E40	400	-emploi courant
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e E40	400	-emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varphi > 6\text{mm}$	500	-treillis soudé uniquement emploi courant
	TL50 $\varphi < 6\text{mm}$	520	

Tableau II.1 : Caractéristiques des différentes nuances d'acier

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\,000\text{ Mpa}$.
L'acier choisi pour les armatures est un acier à haute adhérence HA FeF40 ; type 1
(limite d'élasticité $f_e=400\text{Mpa}$).

2. contraintes limites :

- Etat limite ultime (ELU) :

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

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s=1,15$ En situation durable, $\sigma_s = 400\text{Mpa}$

$\gamma_s=1,00$ En situation accidentelle, $\sigma_s = 348\text{Mpa}$

- Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant:

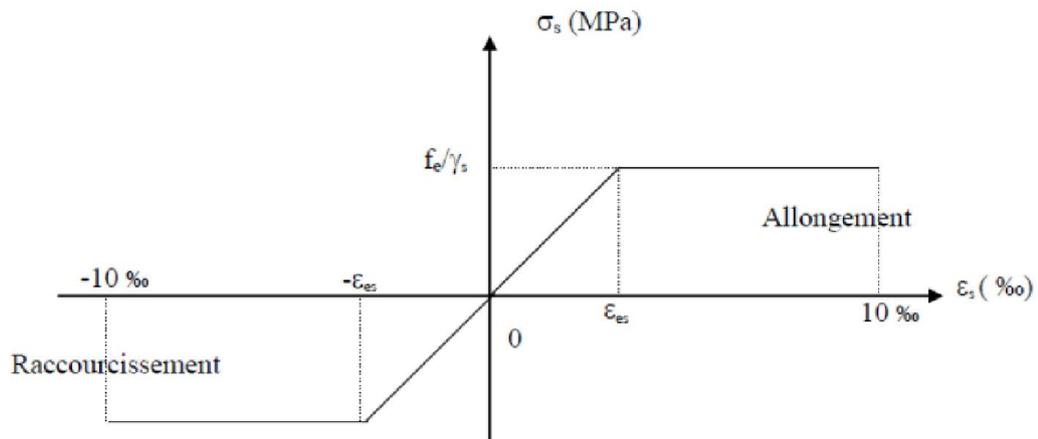


Figure II.2 : Diagramme σ - ξ de l'acier

- Etat limite service (ELS) :

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

Fissuration peu nuisible : (BAEL9 /Art 4-5-32)

Pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{(\eta \cdot f_{c28})}) = 201.63\text{Mpa}$$

Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e ; 90 \sqrt{(\eta \cdot f_{c28})}) = 164.97\text{Mpa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$; pour les ronds lisses (RL)

$\eta=1.6$; pour les armatures à haute adhérence.

- **Etat Limite Accidentelle(E.L.A) :**

Dans le cas accidentel, les sollicitations est basée sur les deux règlements "BAEL91 et RPA99/version 2003", qui définissent les actions qui interviennent ainsi que les coefficients appropriés.

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \dots \dots \dots \text{cas général}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2e \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{cas des ossatures autostables}$$

3. **Protection des armatures :** (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de protéger les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soient conforme aux prescriptions suivantes :

C = 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

C = 3 cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

C = 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.5 Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

- **Calcul aux états limites de services :**

- La résistance du béton à la traction est négligée

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à 15 ($n = \frac{E_s}{E_b}$); n : est appelé coefficient d'équivalence.

- La section droite reste plane après déformation

- **calcul aux états limite ultimes de résistance :**

- $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa.}$
- $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa.}$
- $f_e = 400 \text{ Mpa.}$

III.1 Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2 Les poutres :

Les poutres se sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales aux poteaux, leurs pré-dimensionnement s'effectuer par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivant le règlement parasismique algérien RPA 99.

1. Selon les règles BAEL 91 :

- la hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{13}$
- la largeur **b** de la poutre doit être : $0.3h_t \leq b \leq 0.5h_t$

Avec :

h : hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre principale.

L : longueur de la poutre principale

2. Selon le RPA 99 : Art 7.5.1

Pour la zone II.a

- La hauteur **h** de la poutre doit être : **$h \geq 30$**
- La largeur **b** de la poutre doit être : **$b \geq 20$**
- Le rapport hauteur largeur doit être : **$\frac{h}{b} < 4$**

1. Poutres principales :

L_{\max} : la longueur maximale de la poutre principale est : $L_{\max}=4.1\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{18} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{13} \rightarrow \frac{410}{18} \leq h \leq \frac{410}{13} \rightarrow 22.77 \leq h \leq 31.54 \text{ cm}$$

On adopte : **h=45cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \rightarrow 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.5 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5 \text{ cm}$$

On adopte : **b=30cm**

On adopte : poutre principale de section **(b×h)=(30×45)cm²**

- **Vérification : (RPA 03)**

$$h \geq 30 \quad h_t = 45 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \quad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad h/b = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

2. Poutres secondaires :

L_{\max} = longueur maximale de la poutre secondaire ; $L_{\max} = 3.9 \text{ m}$

- **De RDC jusqu'au 2^{ème} étage :**

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{390}{18} \leq h \leq \frac{390}{15} \rightarrow 21.67 \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

On adopte: **h=40cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 20 \text{ cm}$$

On adopte : **b=30cm**

On adopte une poutre secondaire de section : **(b×h)= (30×40) cm²**

- **Vérification : (RPA 03)**

$$h \geq 30 \quad h = 40 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \quad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **De 3^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage :**

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \rightarrow \quad \frac{390}{18} \leq h \leq \frac{390}{15} \quad \rightarrow \quad 21.67 \leq h \leq 26 \text{cm}$$

On adopte: **h=35cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \quad \rightarrow \quad 0.3 \times 35 \leq b \leq 0.5 \times 35 \quad \rightarrow \quad 10.5 \leq b \leq 17.5 \text{cm}$$

On adopte : **b=30cm**

On adopte une poutre secondaire de section : **(b×h)= (30×40) cm²**

- **Vérification : (RPA 03)**

$$h \geq 30 \quad h = 35 > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \quad b = 30 > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{h}{b} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Chainage au niveau +3.06:**

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{15} \quad \rightarrow \quad \frac{350}{18} \leq h \leq \frac{350}{15} \quad \rightarrow \quad 19.44 \leq h \leq 23.33 \text{cm}$$

On adopte: **h=30cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \quad \rightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b \leq 0.5 \times 20 \quad \rightarrow \quad 6 \leq b \leq 10 \text{cm}$$

On adopte : **b=20cm**

On adopte une poutre secondaire de section : **(b×h)= (20×30) cm²**

- **Vérification : (RPA 03)**

$$h \geq 30 \quad h = 30 = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$b \geq 20 \quad b = 20 = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.3 Les poteaux :

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenée par les poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 99.

Ils sont dimensionnés par :

- La condition de non flambement
- Les conditions de l'R.P.A
- La descente des charges.

La vérification de la section du poteau selon les règles RPA : Art 7.4.1

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Zone II. a} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

h_e : hauteur d'étage courant moins la hauteur de la poutre ;

1. à - 4.42m : $(b \times h) = (60 \times 60)$

a) Condition de non flambement :

La longueur de flambement doit être égale à :

$$l_f = 0.7 h_e$$

$$h_e = 306 - 60 \rightarrow h_e = 246\text{cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 246 \rightarrow l_f = 172.2\text{cm}$$

λ : L'élancement mécanique du poteau en question

$$\lambda = \frac{l_f}{b} < 14.4 \rightarrow b < \frac{l_f}{14.4} = \frac{172.2}{14.4} = 11.96\text{cm}$$

On adopte : **b=60cm**

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \rightarrow \frac{b}{3} \leq h \leq 3b \rightarrow 20 \leq h \leq 180\text{cm}$$

On adopte: **h=60cm**

b) Vérification selon RPA99/2003 :

$$\text{Min}(b,h) > 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(60 ; 60) = 60 > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b,h) > \frac{h_e}{20} \rightarrow 60 > \frac{246}{20} = 12.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte la section du poteau pour le sous sol: $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

2. De niveau +0.00 jusqu'au 6.12m:

$$(b \times h) = (50 \times 50)$$

a) Condition de non flambement :

La longueur de flambement doit être égale à :

$$l_f = 0.7 h_e$$

$$h_e = 306 - 50 \rightarrow h_e = 256\text{cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 256 \rightarrow l_f = 179.2\text{cm}$$

λ : L'élancement mécanique du poteau en question

$$\lambda = \frac{l_f}{b} < 14.4 \rightarrow b < \frac{l_f}{14.4} = \frac{179.2}{14.4} = 12.44\text{cm}$$

On adopte: **b=50cm**

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \rightarrow \frac{b}{3} \leq h \leq 3b \rightarrow 16.67 \leq h \leq 150\text{cm}$$

On adopte: **h=50cm**

b) Vérification selon RPA99/2003 :

$$\text{Min}(b,h) > 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(50 ; 50) = 50 > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b,h) > \frac{h_e}{20} \rightarrow 50 > \frac{246}{20} = 12.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte la section du poteau pour le RDC jusqu'au le 2^{ème} étage:

$$(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

3. De niveau +9.18m jusqu'au +12.24m:

$$(b \times h) = (40 \times 40)$$

a) Condition de non flambement :

La longueur de flambement doit être égale à :

$$l_f = 0.7 h_e$$

$$h_e = 306 - 40 \rightarrow h_e = 266 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 266 \rightarrow l_f = 186.2 \text{ cm}$$

λ : L'élancement mécanique du poteau en question

$$\lambda = \frac{l_f}{b} < 14.4 \rightarrow b < \frac{l_f}{14.4} = \frac{186.2}{14.4} = 12.93 \text{ cm}$$

On adopte: **b=40cm**

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \rightarrow \frac{b}{3} \leq h \leq 3b \rightarrow 13.33 \leq h \leq 120 \text{ cm}$$

On adopte: **h=40cm**

b) Vérification selon RPA99/2003 :

$$\text{Min}(b, h) > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Min}(40 ; 40) = 40 > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b, h) > \frac{h_e}{20} \rightarrow 40 > \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte la section du poteau de 3^{ème} étage jusqu'au 4^{ème} étage:

$$(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

4. De niveau +15.30m jusqu'au +30.60m:

$$(b \times h) = (30 \times 40)$$

a) Condition de non flambement :

La longueur de flambement doit être égale à :

$$l_f = 0.7 h_e$$

$$h_e = 306 - 40 \rightarrow h_e = 266 \text{ cm}$$

$$l_f = 0.7 \times 266 \rightarrow l_f = 186.2 \text{ cm}$$

λ : L'élancement mécanique du poteau en question

$$\lambda = \frac{l_f}{b} < 14.4 \rightarrow b < \frac{l_f}{14.4} = \frac{186.2}{14.4} = 12.93 \text{ cm}$$

On adopte : **b=30cm**

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \rightarrow \frac{b}{3} \leq h \leq 3b \rightarrow 10 \leq h \leq 90\text{cm}$$

On adopte : **h=40cm**

b) Vérification selon RPA99/2003 :

$$\text{Min}(b,h) > 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(30 ; 40) = 30 > 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Min}(b,h) > \frac{h_e}{20} \rightarrow 30 > \frac{266}{20} = 13.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq 0.75 \leq 4 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

On adopte la section du poteau de 5^{ème} étage jusqu'au 9^{ème} étage:

$$(\mathbf{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 40}) \text{ cm}^2$$

Remarque:

Les sections des poteaux seront adoptées après avoir la descente de charge sur les poteaux.

III.4 Plancher:

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers à corps creux et fonction de la hauteur des poutrelles (h_{at}), et des conditions d'utilisation et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après:

- Résistance au feu
- Isolation phonique
- Résistance à la flexion

a) Résistance au feu :

e = 7cm pour une heure de coupe de feu.

e = 11cm pour deux heures de coupe feu.

e = 15cm pour une coupe feu de quatre heures.

On admet: **e = 16 cm.**

b) Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de:

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

c) résistance à la flexion :

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante (d'après B.A.E.L 91) :

$$\frac{L}{22.5} \leq h_t \leq \frac{L}{15}$$

h_t : la hauteur maximale de la section du plancher.

L : est la plus grande portée des poutrelles mesurée entre nus des appuis dans le sens des nervures. $L=4.05 \text{ m}$

$$\frac{405}{22.5} \leq h_t \leq \frac{405}{15} \rightarrow 18 \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'hauteur : **$h_t=20 \text{ cm}$**

- Dalle de compression : $d=4 \text{ cm}$.
- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

Pour la largeur de la nervure on a :

$b=65 \text{ cm}$ l'entre axe.

$$0.3h_t \leq b_0 \leq 0.4h_t \rightarrow 6 \leq b_0 \leq 8$$

On adopte: **$b_0=12 \text{ cm}$**

$$\text{On a: } b = 2b_1 + b_0$$

$$b=65 \text{ cm} ; L_{\max}=375 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L_{\max}}{10} = \frac{405}{10} = 40.5 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte $b_1=26.5 \text{ cm}$

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

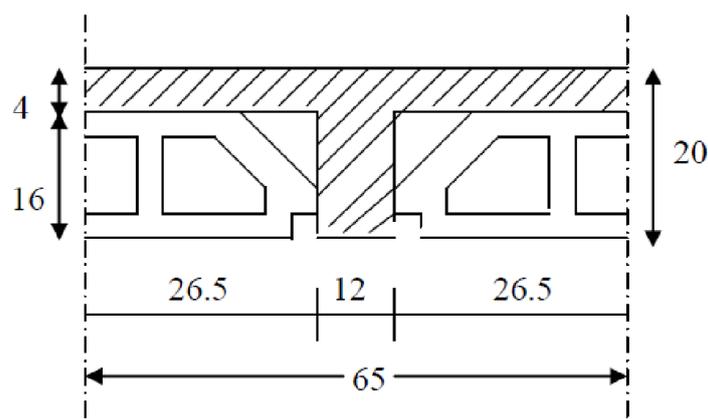


Figure III.1 : caractéristiques géométriques des poutrelles

- **La dalle pleine :**

Pour les dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{45} < e < \frac{L}{40} \rightarrow \frac{297}{45} < e < \frac{297}{40} \rightarrow 6.6\text{cm} < e < 7.43\text{cm}$$

Conditions supplémentaires dues à l'incendie, pour résister :

- 7 cm pour 1 heure de coupe - feu,
- 11 cm pour 2 heures de coupe - feu

Pour satisfaire à ces conditions, nous adoptons l'épaisseur suivante : **e=15cm**

III.5 Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

$$e = \frac{L_x}{12} = \frac{150}{12} = 12.5\text{cm}$$

On adopte : **e=15cm**

III.6 Le voile :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de R.P.A 99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et

d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de R.P.A 99 (version 2003) :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4a$ telle que

L : longueur de voile

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

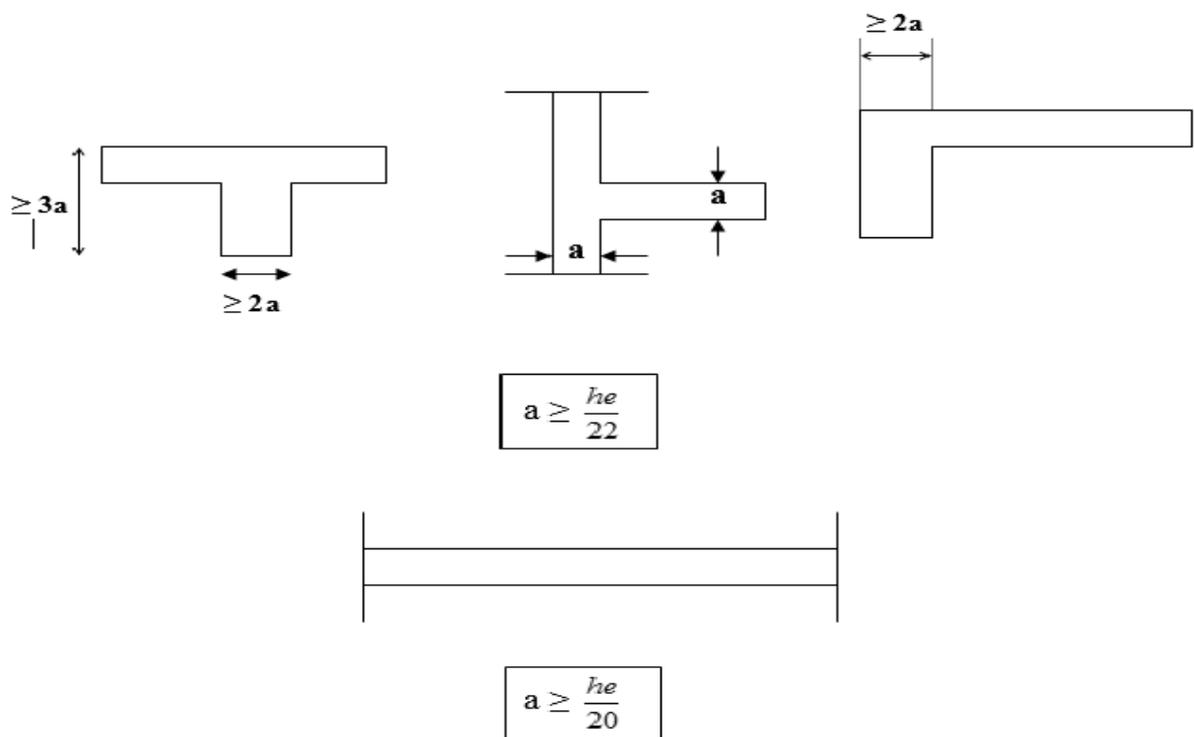


Figure III.2: conditions de rigidité aux extrémités de l'épaisseur du voile

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99 :

L'épaisseur minimale $e_{\min}=15\text{cm}$

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.06\text{m}$ et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

1/Pour le sous sol :	2/Pour le RDC→2 ^{ème} étage:	3/De 3 ^{ème} → 4 ^{ème} étage:	4/De 5 ^{ème} → 9 ^{ème} étage:
(b×h)=(60×60)	(b×h)=(50×50)	(b×h)=(40×40)	(b×h)=(30×40)
L=306-60→L=246cm	L=306-50→L=256cm	L=306-40→L=266cm	L=306-40→L=266cm
$e \geq \frac{L}{25} \rightarrow e \geq 9.84\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{25} \rightarrow e \geq 10.24\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{25} \rightarrow e \geq 10.64\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{25} \rightarrow e \geq 10.64\text{cm}$
$e \geq \frac{L}{22} \rightarrow e \geq 11.18\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{22} \rightarrow e \geq 11.64\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{22} \rightarrow e \geq 12.09\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{22} \rightarrow e \geq 12.09\text{cm}$
$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq 12.3\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq 12.8\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq 13.3\text{cm}$	$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq 13.3\text{cm}$
$e \geq 15\text{cm}$	$e \geq 15\text{cm}$	$e \geq 15\text{cm}$	$e \geq 15\text{cm}$

Tableau III.1: conditions de rigidité de voile aux extrémités

$e \geq \max (e_{\min} , \frac{L}{25}, \frac{L}{22}, \frac{L}{20})$; On adopte une épaisseur du voile: **e=20cm**

- **Vérification selon RPA99/2003 :**

- 1/ pour le sous sol : $L > 4a \rightarrow 246 > 4 \times 20 = 80 \dots\dots\dots C.V$
- 2/Pour le RDC: $L > 4a \rightarrow 256 > 4 \times 20 = 80 \dots\dots\dots C.V$
- 3/De 1^{er} → 6^{ème} étage: $L > 4a \rightarrow 266 > 4 \times 20 = 80 \dots\dots\dots C.V$
- 4/De 7^{er} → 9^{ème} étage: $L > 4a \rightarrow 266 > 4 \times 20 = 80 \dots\dots\dots C.V$

III.7 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance

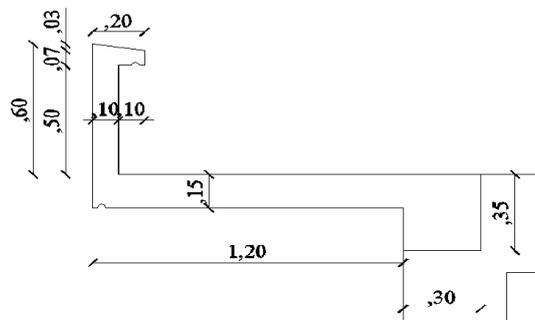


Figure III.3: caractéristiques géométrique de l'acrotère

- **Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,1. 0,6) + (0,07. 0,1) + (0,1. 0,03. 0,5) \rightarrow S=0,0685m^2$$

- **La masse de l'acrotère :**

γ_b : La masse volumique du béton armé

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 2.5 \rightarrow G = 0.18t/ml$$

III .8 les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Caractéristiques techniques :

h_e : la hauteur d'étage courant ($h_e=3.06m$)

- **La hauteur de la volée :**

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} \rightarrow H = 153cm$$

- **Le giron :**

On détermine le giron d'après la relation suivante :

$$L = (n - 1) \times g \rightarrow g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{9 - 1} \rightarrow g = 30cm$$

- **La hauteur de la marche :**

La hauteur de la marche est déterminée à partir de la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66 \rightarrow \frac{59-g}{2} \leq h \leq \frac{66-g}{2} \rightarrow 14.4 \leq h \leq 18cm$$

On adopte: **h=17cm**

- **Nombre des marches :**

n : nombre des marches = $\frac{\text{hauteur d'étage}}{2. \text{ hauteur de la marche}}$

$$n = \frac{306}{2 \times 17} = 9 \text{ marches par volée}$$

- **La longueur de la pailleasse :**

$$l = g(n-1) = 30(9-1) \rightarrow l = 240 \text{ cm}$$

- **L'inclinaison de la pailleasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

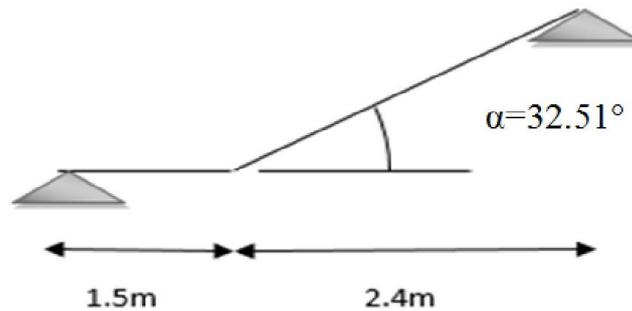


Figure III.4: inclinaison de la pailleasse d'escalier

- **Condition de la résistance :**

L'épaisseur de la pailleasse doit être vérifiée la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} < e < \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = \sqrt{\frac{h_e^2}{2} + L^2} = \sqrt{\left(\frac{306}{2}\right)^2 + 240^2} \rightarrow L_0 = 284.62 \text{ cm}$$

$$\frac{284.62}{30} < e < \frac{284.62}{20} \rightarrow 9.49 < e < 14.23 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de l'escalier de: **e=15cm**

d : Largeur du palier de repos

$$d \geq 3g = 3 \times 30 \rightarrow d \geq 90 \text{ cm}$$

Pour le palier intermédiaire :

$$d = 140 \text{ cm} \geq 90 \text{ cm} \dots \text{C.V}$$

1. La poutre palier :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$L_{\max}=3.20\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm} \dots \dots \dots$$

On prend : **h=40cm**

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 8\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **b=30cm.**

- **Vérification de RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Alors on adopte une section de la poutre palier : **(b×h) = (30×40)**

III.9 l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

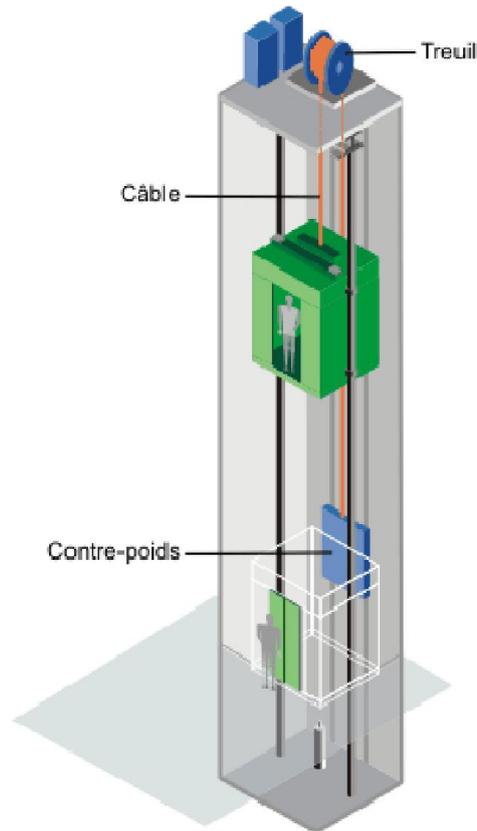


Figure III.5: schéma d'un ascenseur mécanique

1. La dalle machine:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{190}{50} \leq e \leq \frac{190}{40} \rightarrow 3.8 \leq e \leq 4.75 \text{cm}$$

- Condition de l'E.N.A. :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \leq 25 \text{cm}$

On prend: $e=15\text{cm}$

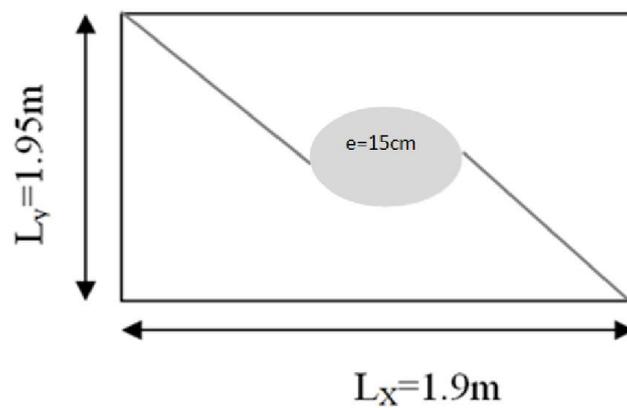


Figure III.6: dimensions de la dalle machine

IV.1 Introduction :

Les charges réglementaire sont en général de :

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

1. Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

2. Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

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

IV.2 Evaluation des charges :

IV.2 1. Acrotère:

À partir du pré-dimensionnement :

S : la surface transversale totale de l'acrotère : $S = 0.0670 \text{ m}^2$

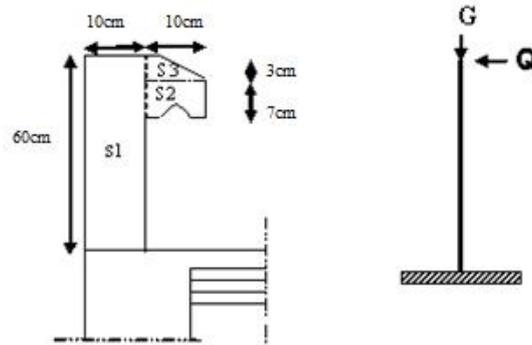


Figure IV.1 : schéma statique de l'acrotère

a) **Charges permanentes G:**

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho \times s$

ρ : Le poids volumique du béton = 2500 kg/m^3

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0670 \times 2500 \times 1 = 167.50 \text{ kg/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Le poids propre } G = G_1 + G_2 = 167.50 + 12 = 179.5 \text{ kg/ml}$$

b) **Surcharge Q :**

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due a la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N} = 100 \text{ kg}$$

G_1	0.167t/ml
G_2	0.0012 kg/ml
ΣG_i	G=0.18t/ml
Q	0.1t/ml

Tableau IV.1: évaluation des charges de l'acrotère

IV.2.2 planchers :

a) plancher accessible: (corps creux)

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.03	0.2	0.06
3 lits de sable	0.02	1.5	0.03
4 dalles en corps creux	-	-	0.285
5 enduits de plâtre	0.02	1.8	0.036
6 briques creux	-	-	0.075
		ΣG_i	0.530 t/m^2
		Q	0.150 t/m^2

Tableau IV.2: évaluation des charges du plancher accessible

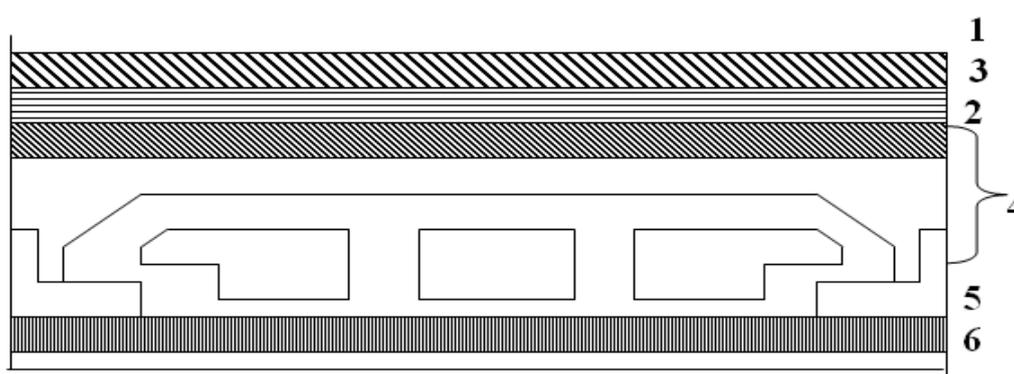


Figure IV.2: schéma statique plancher accessible

b) Plancher dalle pleine :

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.03	0.2	0.06
3 lits de sable	0.02	1.5	0.03
4 dalles pleines	0.15	2.5	0.375
5 enduits de plâtre	0.02	1.8	0.036
6 briques creux	-	-	0.075
		ΣG_i	0.620 t/m^2
		Q	0.150 t/m^2

Tableau IV.3: évaluation des charges du plancher en dalle pleine

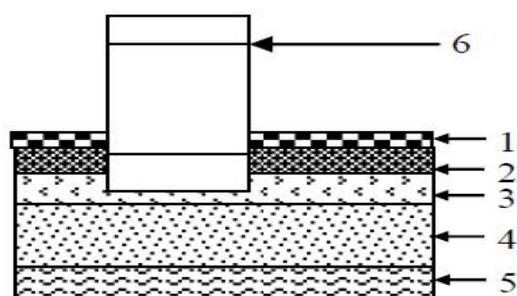


Figure IV.3: schéma statique plancher en dalle pleine

IV.2.3 murs extérieurs en maçonnerie :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique à double paroi

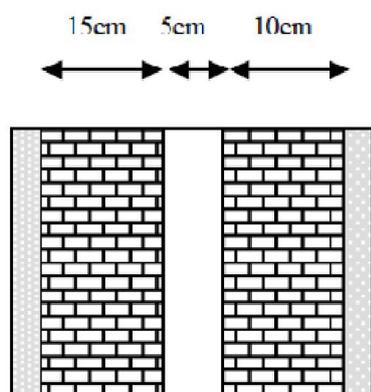


Figure IV.4: schéma statique du mur extérieur en double paroi

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m ³)	Masse surfacique (t/m ²)
1 enduit extérieur	0.02	2.0	0.04
2 briques creuses	0.10	1.64	0.164
3 briques creuses	0.15	1.64	0.246
3 vides d'air	0.05	-	-
4 enduits intérieurs	0.015	1.2	0.018
			$\Sigma G_i = 0.292 \text{ t/m}^2$

30% d'ouvertures, on considère 70% de G: $G = 0.204 \text{ t/m}^2$

Tableau IV.4: évaluation des charges des murs extérieurs

IV.2.4 murs de séparation:

L'estimation forfaitaire : $G = 0.1 \times 1 \rightarrow G = 0.1 \text{ t/m}^2$

IV.2.5 balcons (dalle pleine):

L'épaisseur de la dalle pleine est de : $e=15\text{cm}$

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.03	2.0	0.06
3 lits de sable	0.02	1.5	0.03
4 dalles en béton armé	0.15	2.5	0.375
5 enduits de ciment	0.02	1.8	0.036
		ΣG_i	0.545 t/m^2
		Q	0.350 t/m^2

Tableau IV.5: évaluation des charges du balcon

1. Garde corps des balcons :

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 enduit de ciment	0.02	1.8	0.036
2 briques creux	0.1	1	0.1
3 Enduit intérieur en plâtre	0.02	1.8	0.036
			G=0.176t/m^2

Tableau IV.6: évaluation des charges de garde corps du balcon

IV.2.6 le voile :

A partir du pré-dimensionnement du voile, on adopte une épaisseur du voile égal à :
 $e=20\text{cm}$

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 voile en béton	0.20	2.5	0.5
2 enduits de ciment	0.02	2.0	0.04
3 enduits de plâtre	0.02	1.0	0.02
			$G_i= 0.560\text{t/m}^2\Sigma$

Tableau IV.7: évaluation des charges du voile

IV.2.7 les escaliers :

1. palier :

L'épaisseur de la dalle pleine du palier est évalué à partir du pré-dimensionnement :
 $e=15\text{cm}$

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.02	2.0	0.04
3 dalles en béton armé	0.15	2.5	0.375
		ΣG_i	0.459 t/m^2
		Q	0.250 t/m^2

Tableau IV.8: évaluation des charges du palier

2. volée :

L'épaisseur de la dalle pleine de la paillasse est évalué à partir du pré-dimensionnement : $e=15\text{cm}$, et l'angle d'inclinaison de la paillasse est $\alpha=32.51^\circ$

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m^3)	Masse surfacique (t/m^2)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.02	2.0	0.04
3 poids des marches			0.186
4 dalles en béton armé inclinée	$0.15/\cos 32.51^\circ$	2.5	0.445
5 enduits de ciment inclinés	$0.04/\cos 32.51^\circ$	1.0	0.047
		ΣG_i	0.762 t/m^2
		Q	0.250 t/m^2

Tableau IV.9: évaluation des charges de la volée

3. poutre palier :

Elément	Charge permanente	G (t/m^2)
1 Le poids propre de la poutre palier	$0.3 \times 0.4 \times 2.5$	0.3
2 murs extérieurs	$0.292(3.06 - 0.4)$	0.78
3 Poids venant de la volée	0.762×2.1	1.6
4 Poids venant de le pallier de repos	0.459×1.9	0.69
	ΣG_i	3.37 t/m

Tableau IV.10: évaluation des charges permanentes de la poutre palier

Elément	Charge d'exploitation	Q (t/m ²)
1 Poids venant de la volée	0.250×2.1	0.53
2 Poids venant de le pallier de repos	0.250×1.9	0.638
	ΣQ_i	0.91t/m

Tableau IV.11: évaluation des charges d'exploitation de la poutre palier

IV.2.8 L'ascenseur :

L'épaisseur de la dalle machine est évalué à partir du pré-dimensionnement :

e=15cm

matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (t/m ³)	Masse surfacique (t/m ²)
1 revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
2 mortiers de pose	0.02	2.0	0.04
3 dalles en béton armé	0.15	2.5	0.375
		ΣG_i	0.459 t/m²
		Q	0.100t/m²

Tableau IV.12: évaluation des charges de la dalle machine

D'après les recommandations techniques de fabrication des ascenseurs la somme des charges ou des actions appliquées sur cette dalle est:

Poids de la cabine : 4000Kg

Poids de la machine : 6550Kg

La charge répartie est : $G = \frac{4000+6550}{1.9 \times 2.05} \rightarrow G = 2.7t/m^2$

$G = G_{\text{dalle machine}} + G_{\text{répartie}} = 0.459 + 2.7 \rightarrow G = 3.16t/m^2$

IV.2.9 poteau :

A partir du pré- dimensionnement, on adopte la section du poteau :

S _{poteau} (cm ²)	(60×60)	(50×50)	(40×40)	(30×40)
G _{pot} = S _{pot} × γ _{béton} (t/ml)	0.9	0.625	0.5	0.3

Tableau IV.13: évaluation de la charge permanente des différents poteaux de la structure

IV.2.10 les poutres :**a) poutre principale :**

A partir du pré- dimensionnement, on adopte la section de la poutre principale :

$$S_{pp} = (30 \times 45) \text{ cm}^2 \rightarrow G_{pp} = S_{pp} \times \gamma_{\text{béton}} = 0.3 \times 0.45 \times 2.5 \rightarrow G_{pp} = \mathbf{0.34 \text{ t/ml}}$$

b) poutre secondaire :

A partir du pré- dimensionnement, on adopte la section de la poutre secondaire :

$S_{ps} \text{ (cm}^2\text{)}$	(30×40)	(30×35)
$G_{ps} = S_{ps} \times \gamma_{\text{béton}} \text{ (t/ml)}$	0.3	0.26

Tableau IV.14: évaluation de la charge permanente des chainages de la structure

IV.3 la descente des charges :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

- Rôle de descente de charge :

Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

Vérification de la section des éléments porteurs (voiles).

- Loi De Dégression : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,85Q$

Ainsi de suite réduisant de 5% par étage jusqu'à 0,5Q (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à 15m² la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.

IV.3.1 calcul de l'effort normal sous poteau :

Etapes de calcul : Les étapes de pré dimensionnement sont : Le choix du poteau le plus sollicité. Le calcul de la surface reprise par ce poteau. La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

		Poteau central	Poteau de rive
R+5/R+9 (30×40)	S _G	11.52 m ²	6.48 m ²
	S _Q	14.0 m ²	8.4 m ²
R+3/R+4 (40×40)	S _G	11.07 m ²	6.21 m ²
	S _Q	13.9 m ²	8.5 m ²
RDC/R+2 (50×50)	S _G	10.18 m ²	5.69 m ²
	S _Q	13.63 m ²	8.49 m ²
S/sol (60×60)	S _G	9.46 m ²	5.28 m ²
	S _Q	13.53 m ²	8.59 m ²

Tableau IV.15: tableau récapitulatif des surfaces afférentes pour chaque type de poteau

- **Calcul des efforts normaux pour chaque type de poteau :**

1. Calcul de l'effort normal sous un poteau central :

section		G(t)
Section 1-1	- Plancher terrasse accessible: (11.52×0.530)	6.106
	-poutre principale : 0.34×(1.75+1.85)	1.224
	-poutre secondaire : 0.26× (1.6+1.6)	0.832
	Σ	8.162
Section 2-2	-poids venant de la section 1-1	8.162
	-poids venant de poteau : 0.3 ×3.06	0.918
	-mur transversal : (1.75+1.85) ×(3.06-0.4) ×0.204	1.95
	-mur longitudinal : (1.6+1.6) ×(3.06-0.3) ×0.204	1.98
	Σ	13.01

Section 3-3	-poids venant de la section 2-2	13.01
	- Plancher étage courant	6.106
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.832
	Σ	21.172
Section 4-4	-poids venant de la section 3-3	21.172
	-poids venant de poteau	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.98
	Σ	26.02
Section 5-5	-poids venant de la section 4-4	26.02
	- Plancher étage courant :	6.106
	-poutre principale :	1.224
	-poutre secondaire :	0.832
	Σ	34.182
Section 6-6	-poids venant de la section 5-5	34.182
	-poids venant de poteau :	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.98
	Σ	39.03
Section 7-7	-poids venant de la section 6-6	39.03
	- Plancher étage courant :	6.106
	-poutre principale :	1.224
	-poutre secondaire :	0.832
	Σ	47.192
Section 8-8	-poids venant de la section 7-7	47.192
	-poids venant de poteau :	0.918
	-mur transversal :	1.95
	-mur longitudinal :	1.98
	Σ	52.04
Section 9-9	-poids venant de la section 8-8	52.04
	- Plancher étage courant :	6.106
	-poutre principale :	1.224
	-poutre secondaire :	0.832
	Σ	60.202
Section 10-10	-poids venant de la section 9-9	60.202
	-poids venant de poteau :	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.98
	Σ	65.05
Section 11-11	-poids venant de la section 10-10	65.05
	- Plancher	5.867
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.832
	Σ	72.973

Section 12-12	-poids venant de la section 11-11	72.973
	-poids venant de poteau : -mur transversal -mur longitudinal	0.918 1.95 1.74
	Σ	77.581
Section 13-13	-poids venant de la section 12-12	77.581
	- Plancher -poutre principale -poutre secondaire	5.867 1.224 0.832
	Σ	85.504
Section 14-14	-poids venant de la section 13-13	85.504
	-poids venant de poteau : -mur transversal -mur longitudinal	1.224 1.95 1.74
	Σ	90.418
Section 15-15	-poids venant de la section 14-14	90.418
	- Plancher -poutre principale : -poutre secondaire :	5.395 1.224 0.96
	Σ	97.997
Section 16-16	-poids venant de la section 15-15	97.997
	-poids venant de poteau : -mur transversal -mur longitudinal	1.913 1.681 1.418
	Σ	103.009
Section 17-17	-poids venant de la section 16-16	103.009
	- Plancher -poutre principale -poutre secondaire	5.395 1.224 0.96
	Σ	110.588
Section 18-18	-poids venant de la section 15-15	110.588
	-poids venant de poteau : 0.625×3.06 -mur transversal : $(1.75+1.85) \times (3.06-0.5) \times 0.204$ -mur longitudinal : $(1.6+1.6) \times (3.06-0.5) \times 0.204$	1.913 1.681 1.418
	Σ	115.6
Section 19-19	-poids venant de la 18-18	115.6
	- Plancher -poutre principale -poutre secondaire	5.014 1.224 0.96
	Σ	124.022
Section 20-20	-poids venant de la section 19-19	124.022
	-poids venant de poteau: 0.9×4.42 -mur transversal : $(1.75+1.85) \times (3.06-0.5) \times 0.204$ -mur longitudinal: $(1.6+1.6) \times (3.06-0.5) \times 0.204$	3.978 1.807 1.606
	Σ	131.413
Section 21-21	-poids venant de la 20-20 - longrine transversale	131.413 1.131

	- longrine longitudinale	0.848
	Σ	$N_G=133.392t$

Tableau IV.16: l'effort normal dans un poteau central sous les charges permanentes

Niveau	Dégression	Q cumulée (t)	
Sous le 9 ^{eme} étage	Q_0	14.0×0.15	2.1
Sous le 8 ^{eme} étage	Q_0+Q_1	$2.1+(14.0 \times 0.15)$	4.2
Sous le 7 ^{eme} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	$2.1+0.95(2.1+2.1)$	6.09
Sous le 6 ^{eme} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	$2.1+0.9(2.1+2.1+2.01)$	7.77
Sous le 5 ^{eme} étage	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	$2.1+0.85(2.1+2.1+2.1+2.1)$	9.24
Sous le 4 ^{eme} étage	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	$2.1+0.80(2.1+2.1+2.1+2.1+2.085)$	10.488
Sous le 3 ^{eme} étage	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	$2.1+0.75(2.1+2.1+2.1+2.1+2.085+2.085)$	11.528
Sous le 2 ^{eme} étage	$Q_0+0.70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	$2.1+0.70(2.1+2.1+2.1+2.1+2.085+2.085+2.045)$	12.331
Sous le 1 ^{er} étage	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	$2.1+0.65(2.1+2.1+2.1+2.1+2.085+2.085+2.045+2.045)$	12.929
Sous le RDC	$Q_0+0.60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	$2.1+0.60(2.1+2.1+2.1+2.1+2.085+2.085+2.045+2.045+2.03)$	13.314
			$N_Q=13.314t$

Tableau IV.17: l'effort normal dans un poteau central sous les charges d'exploitation

- **Vérification de la stabilité de forme:** BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

$$\text{suivante : } N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : l'effort normal ultime dans le poteau central

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

$$N_u = (1,35 \times 133.392) + (1,5 \times 13.314) \rightarrow N_u = 200.05t$$

- Moment d'inertie: $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

- Section: $B = b \cdot h$

- Le rayon de giration: $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- Longueur de flambement: $l_f = 0.7l_0$

- L'élancement du Poteau: $\lambda = \frac{l_f}{i}$

- Section réduite : $B_r = (b-2)(h-2)$

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & p^c \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & p^a \end{cases}$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \%B \text{ (zone II)}$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

Section du poteau	(60×60)	(50×50)	(40×40)	(30×40)
l_f (cm)	172.2	179.2	186.2	186.2
I (cm ⁴)	1.08.10 ⁶	5.21.10 ⁵	2.13.10 ⁵	1.6.10 ⁵
B (cm ²)	3600	2500	1600	1200
i	17.32	14.43	11.54	11.55
λ	9.94	12.42	16.14	16.12
B_r (cm ²)	3364	2304	1444	1064
α	0.84	0.83	0.82	0.82
A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	7.2	5.0	3.2	2.4
A_{\min}^{RPA} (cm ²)	28.8	20.0	12.8	9.6
A (cm ²)	28.8	20.0	12.8	9.6
$\bar{N}(t)$	6074.35	4418.72	2557.82	1889.51

Tableau IV.18: caractéristiques géométriques des différents types des sections des poteaux

$N_u=200.05t < \bar{N}=6074.35t$CV	poteau (60x60)
$N_u=200.05t < \bar{N}=4418.72t$CV	poteau (50x50)
$N_u=200.05t < \bar{N}=2557.82t$CV	poteau (40x40)
$N_u=200.05t < \bar{N}=1889.51t$CV	poteau (30x40)

Donc la stabilité est vérifiée. Alors les sections des poteaux sont suffisantes.

2. Calcul de l'effort normal sous un poteau de rive :

section		G(t)
Section 1-1	- Plancher terrasse	4.134
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.473
	- acrotère longitudinale	0.324
	- acrotère transversale	0.648
	Σ	6.803
Section 2-2	-poids venant de la section 1-1	6.803
	-poids venant de poteau	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.01
	Σ	10.681
Section 3-3	-poids venant de la section 2-2	10.681
	- Plancher étage courant	4.134
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.473
	Σ	16.512
Section 4-4	-poids venant de la section 3-3	16.512
	-poids venant de poteau	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.01
	Σ	20.39
Section 5-5	-poids venant de la section 4-4	20.39
	- Plancher étage courant	3.434
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.473
	Σ	25.521
Section 6-6	-poids venant de la section 5-5	25.521
	-poids venant de poteau	0.918
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	1.01
	Σ	29.399
Section 7-7	-poids venant de la section 6-6	29.399
	- Plancher étage courant	3.434
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.473

	Σ	34.53
Section 8-8	-poids venant de la section 7-7	34.53
	-poids venant de poteau	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	38.64
Section 9-9	-poids venant de la section 8-8	38.64
	- Plancher étage courant	3.291
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.453
	Σ	43.608
Section 10-10	-poids venant de la section 9-9	43.608
	-poids venant de poteau	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	47.718
Section 11-11	-poids venant de la section 10-10	47.718
	- Plancher	3.291
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.453
	Σ	52.686
Section 12-12	-poids venant de la section 11-11	52.686
	-poids venant de poteau	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	56.796
Section 13-13	-poids venant de la section 12-12	56.796
	- Plancher	3.291
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.453
	Σ	61.764
Section 14-14	-poids venant de la section 13-13	61.764
	-poids venant de poteau	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	65.874
Section 15-15	-poids venant de la section 14-14	65.874
	- Plancher	3.291
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.453
	Σ	70.842
Section 16-16	-poids venant de la section 15-15	70.842
	-poids venant de poteau :	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	74.952

Section 17-17	-poids venant de la section 16-16	74.952
	- Plancher	3.291
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.518
	Σ	79.985
Section 18-18	-poids venant de la section 15-15	79.985
	-poids venant de poteau	1.224
	-mur transversal	1.95
	-mur longitudinal	0.936
	Σ	84.095
Section 19-19	-poids venant de la 18-18	84.095
	- Plancher	3.434
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.473
	Σ	88.853
Section 20-20	-poids venant de la section 19-19	88.853
	-poids venant de poteau	1.913
	-mur transversal	1.802
	-mur longitudinal	0.862
	Σ	93.43
Section 21-21	-poids venant de la 20-20	93.43
	- plancher	2.798
	-poutre principale	1.224
	-poutre secondaire	0.518
	Σ	97.97
Section 22-22	-poids venant de la section 21-21	97.97
	-poids venant de poteau	2.754
	-mur transversal	1.706
	-mur longitudinal	0.790
	Σ	103.22
Section 23-23	-poids venant de la 22-22	103.22
	- longrine transversale	1.148
	- longrine longitudinale	0.495
	Σ	N_G= 104.863t

Tableau IV.19: l'effort normal dans un poteau de rive sous les charges permanentes

Niveau	Dégression	Q cumulée (t)	
Sous la terrasse	Q_0	8.4×0.15	1.26
Sous le ^g eme étage	Q_0+Q_1	$1.26+(8.4 \times 0.15)$	2.52

Sous le 8 ^{eme} étage	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	$1.26+0.95(1.26+1.26)$	3.654
Sous le 7 ^{eme} étage	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$	$1.26+0.9(1.26+1.26+1.26)$	4.662
Sous le 6 ^{eme} étage	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	$1.26+0.85(1.26+1.26+1.26+1.26)$	5.544
Sous le 5 ^{eme} étage	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	$1.26+0.80(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26)$	6.300
Sous le 4 ^{eme} étage	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	$1.26+0.75(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26+1.28)$	6.945
Sous le 3 ^{eme} étage	$Q_0+0.70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	$1.26+0.70(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26+1.28+1.28)$	7.462
Sous le 2 ^{eme} étage	$Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	$1.26+0.65(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26+1.28+1.28+1.27)$	7.845
Sous le 1 ^{er} étage	$Q_0+0.60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	$1.26+0.60(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26+1.28+1.28+1.27+1.27)$	8.100
Sous le RDC	$Q_0+0.60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	$1.26+0.60(1.26+1.26+1.26+1.26+1.26+1.28+1.28+1.27+1.27+1.29)$	9.594
$N_0=9.594t$			

Tableau IV.20: l'effort normal dans un poteau de rive sous les charges d'exploitation

- **Vérification de la stabilité de forme:** BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur

s suivante : $N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

N_u : l'effort normal ultime dans le poteau central

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

$N_u = (1,35 \times 104.863) + (1,5 \times 9.594) \rightarrow N_u = 155.96t$

Utilisons les résultats Tableau IV.15 on trouve :

$N_u = 155.96t < \bar{N} = 6074.35t \dots \dots \dots CV$ poteau (60x60)

$N_u = 155.96t < \bar{N} = 4418.72t \dots \dots \dots CV$ poteau (50x50)

$N_u = 155.96t < \bar{N} = 2557.82t \dots \dots \dots CV$ poteau (40x40)

$N_u=155.96t < \bar{N}=1889.51t$CV poteau (30x40)

Conclusion :

La stabilité est vérifiée. Alors les sections des poteaux sont suffisantes.

V.1 Introduction:

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments:

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons, la dalle machine et les planchers. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant les règlement du **B.A.E.L** en respectant le Règlement Parasismique Algérien.

V.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural qui n'a pas une fonction porteuse ou de contreventement, mais il assure la sécurité des personnes au niveau de la terrasse, et limite la pente de terrasse. Il sera calculé comme une console encastrée sur le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G , et à une charge horizontale. Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur.

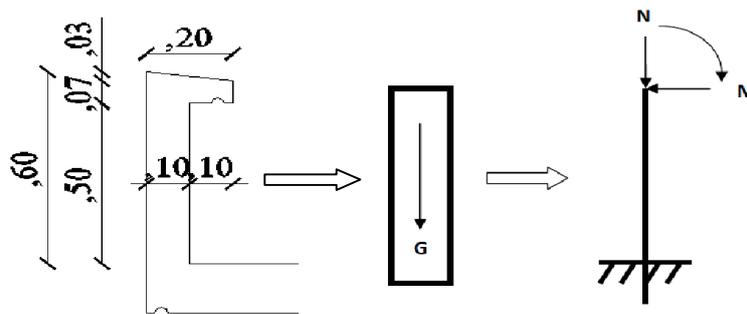
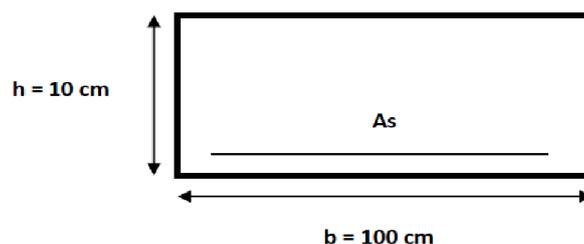


Figure V.1 : schéma de calcul de l'acrotère

Le calcul sera effectué pour une bonde de 1m de largeur.



1. Calcul des sollicitations :

$$G=0.18t/ml \quad Q=0.1t/ml$$

- sous G :

$$N_G=0.18t/ml \quad M_G=0 \quad T_G=0$$

- sous Q :

$$N_Q=0 \quad M_Q=Q \times h_i=0.1 \times 0.6 = 0.06t.m \quad T_Q=Q=0.1t$$

- sous E :

D'après le **RPA 99/2003 :**

La force horizontale F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p < 1.5Q$$

A : coefficient d'accélération de zone : $A = 0.15$ selon le tableau 4.1 RPA

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 0.18 \quad \rightarrow \quad F_p = 0.0864 \text{ t/ml.}$$

$$M_E = F_p \cdot h = 0.0864 \times 0.6 \quad \rightarrow \quad M_E = 0.052t.m/ml$$

$$N_E = 0 \quad M_E = 0.052t.m/ml \quad T_E = 0.0864t$$

2. Combinaisons des charges :

	N (t)	M (t.ml)	T (t)
ELU	$N_u = 1.35N_G = 0.243$	$M_u = 1.5M_Q = 0.09$	$T_u = 1.5T_Q = 0.15$
ELS	$N_s = N_G = 0.18$	$M_s = M_Q = 0.06$	$T_s = T_Q = 0.1$
ELA	$N_A = 0.8N_G = 0.144$	$M_u = M_Q + M_E = 1.112$	$T_A = T_Q + T_E = 0.186$

Tableau V.1 : Les combinaisons des charges et les sollicitations de l'acrotère

3. Calcul des sections d'armatures :**- ELU :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=10\text{cm}$.
On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

$$N_u=0.243\text{t} \quad M_u=0.09\text{t.m}$$

Donc l'acrotère est sollicité en flexion composée.

$$\text{La hauteur utile : } d=h-c=10-2.5 \rightarrow \mathbf{d=7.5\text{cm}}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 \rightarrow e_0 = 2.5\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.09}{0.243} \rightarrow e_1 = 37.0\text{cm}$$

$e_0 < e_1 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

M_{ua} : moment fléchissant à l'ELU

$$M_{ua}=M_u+(N_u \times e_0)=0.09+(0.243 \times 0.025)$$

$$\mathbf{M_{ua}=0.096\text{t.m}}$$

f_{bc} : La résistance à la compression du béton

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \rightarrow \mathbf{f_{bc} = 14.2\text{Mpa}}$$

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible de l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \rightarrow \mathbf{\bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa}}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.096 \times 10^5}{100 \times 7.5^2 \times 142} \rightarrow \mathbf{\mu = 0.012 < \mu_R = 0.668}$$

α : La profondeur relative de l'axe neutre.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) \rightarrow \mathbf{\alpha = 0.015}$$

Z : la cote du point d'application de l'effort N

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.5(1 - 0.4 \times 0.015) \rightarrow Z = 7.45\text{cm}$$

A_s : section des armatures longitudinales à la flexion.

$$A_s^{cal} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s} = \frac{0.096 \times 10^5}{7.45 \times 3480} \rightarrow A_s^{cal} = 0.37\text{cm}^2$$

M _{ua}	μ	α	Z	A _s ^{cal}	choix	A _s ^{ad p}	S _t
0.096t.m	0.012	0.015	7.45cm	0.37cm ²	3T10	2.36cm ²	15cm

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage de l'acrotère à l'ELU

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59\text{cm}^2 \quad \text{On adopte: T8=0.503cm}^2$$

Avec un espacement : S_t = 20cm

4. Vérifications de la section d'armature :

1/ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} \begin{cases} A_s: \text{section d'armatures calculées} \\ A_{min}: \text{section d'armatures minimales} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e}$$

f_t : la résistance du béton à la traction

$$f_t = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 \rightarrow f_t = 2.1\text{Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7.5 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 0.9\text{cm}^2$$

On adopte une section d'armatures : **3T10=2.36cm²**

$$A_s = 2.01\text{cm}^2 > A_{min} = 1.09\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Avec un espacement entre les armatures S_t :

$$S_t = \frac{100}{5} \rightarrow S_t = 20\text{cm} \quad \text{on prend: } S_t = 15\text{cm}$$

2/ La vérification à l'ELS :

e_0 : L'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.06}{0.18} \rightarrow e_0 = 33.33 \text{ cm}$$

e_1 : La limite du noyau central de la section rectangulaire

$$e_1 = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 \rightarrow e_1 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_0 = 33.33 \text{ cm} > e_1 = 2.5 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée.

M_{sa}	μ	α	Z	A_s^{cal}	choix	$A_s^{ad p}$	S_t
0.06t.m	0.008	0.258	6.73cm	0.26cm ²	3T10	2.36cm ²	15cm

Tableau V.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage de l'acrotère à l'ELS

Calcul du moment limite de service :

$$M_1 = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\mu_R = \left(\frac{\alpha_R}{2}\right) \left(1 - \frac{\alpha_R}{3}\right)$$

$$\alpha_R = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{(15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s)} = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 348)} \rightarrow \alpha_R = 0.392$$

$$\mu_R = 0.170$$

$$M_1 = 0.170 \times 100 \times 7.5^2 \times 150 \rightarrow M_1 = 1.43 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 0.06 \text{ t.m} < M_1 = 1.43 \text{ t.m} \rightarrow \text{pas d'armatures comprimées } A'_s = 0.$$

- **Condition De Non Fragilité** : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{adp} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C.V$$

V.3 Calcul du balcon :

Balcon est calculé en flexion simple sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire, il est constitué d'une dalle pleine encastrée dans les poutres pour une épaisseur $e=15\text{cm}$.

1. Calcul des sollicitations :

$$G=0.545\text{t/m}^2 \times 1\text{ml} \rightarrow G=0.545\text{t/ml}$$

$$Q=0.350\text{t/m}^2 \times 1\text{ml} \rightarrow Q=0.350\text{t/ml}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.26\text{t/ml}$$

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 0.895\text{t/ml}$$

Dalle rectangulaire appuyée sur trois cotés :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{3.2} \rightarrow \rho = 0.47 \approx 0.5$$

D'après le tableau BARES on a :

- Calcul des moments fléchissant :

- ELU :

1/ sens X-X :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.0768q_u \cdot L_x^2 \rightarrow M_{tx} = 0.22\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = 0.2044q_u \cdot L_x^2 \rightarrow M_{ax} = 0.58\text{t.m}$$

2/ sens Y-Y :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.0510q_s \cdot L_y^2 \rightarrow M_{ty} = 0.66\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = 0.0742q_s \cdot L_y^2 \rightarrow M_{ay} = 0.96\text{t.m}$$

- ELS :

1/ sens X-X :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.0832q_u \cdot L_x^2 \rightarrow M_{tx} = 0.17\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = 0.2004q_u \cdot L_x^2 \rightarrow M_{ax} = 0.40t.m$$

2/ sens Y-Y :

$$\text{En travée : } M_{tY} = 0.0575q_s \cdot L_Y^2 \rightarrow M_{tY} = 0.53t.m$$

$$\text{Sur appuis : } M_{aY} = 0.0709q_s \cdot L_Y^2 \rightarrow M_{aY} = 0.65t.m$$

- **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_{max} = 0.1974q_u L_x L_Y \rightarrow T_{max} = 1.19t$$

2. Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

Le calcul se fait à partir du sens le plus sollicité, et dans notre cas c'est le sens Y-Y.

$$d = h - c \quad c \geq \frac{h}{10} \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad d=12\text{cm} \quad c=3\text{cm}$$

Section	Sur appuis	En travée
M_u (t.m)	0.96	0.66
μ	0.05	0.032
α	0.06	0.04
Z (cm)	11.71	11.80
A_s (cm ²)	2.36	1.6
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3T12=3.39	T14=1.54

Tableau V.4 : tableau récapitulatif des calculs ferrillages du balcon

Espacement minimal:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=20\text{cm}$$

3. Vérifications de la section d'armature :

1/ condition de non fragilité :

$$A_{min} \leq A_s$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{min} = 1.44\text{cm}^2$$

En travée : $A_s=1.54\text{cm}^2>1.44\text{cm}^2$CV

Sur appuis : $A_s=3.39\text{cm}^2>1.44\text{cm}^2$CV

2/ vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes du béton et d'acier:

1. En travée :

- **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; A_s = 1.54\text{cm}^2/\text{ml}; n = 15 \rightarrow y = 2.13\text{cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \rightarrow I = 2572.42\text{cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.53 \times 10^5 \times 2.13}{2572.42} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.39\text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.39\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{0.53 \times 10^5}{2572.42} (12 - 2.13) \rightarrow \sigma_s = 32.54\text{Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{bc}, 110 \sqrt{\xi f_{tj}} \right\} = 202\text{Mpa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots\text{CV}$$

2. Sur appuis:**- En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.65 \times 10^5 \times 2.13}{2572.42} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.38 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- En acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{0.65 \times 10^5}{2572.42} (12 - 2.13) \rightarrow \sigma_s = 39.90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

3/ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0.1 > \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0.04 \text{ à } 0.03 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.05 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

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

V.4 Calcul d'escalier:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_s = G + Q$$

1. évaluation et combinaisons des charges :

	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	q _u (t/m ²)	q _s (t/m ²)
Palier	0.459	0.250	0.99	0.71
volée	0.762	0.250	1.4	1.01

Tableau V.5 : tableau récapitulatif des charges et combinaisons charges d'escalier

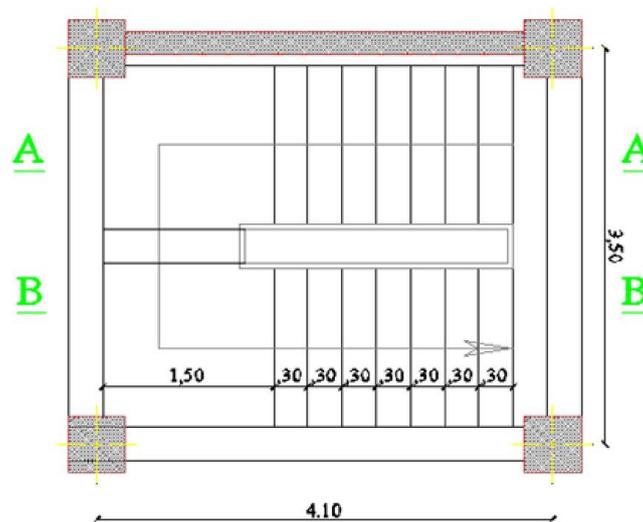


Figure V.2: caractéristiques géométriques d'escalier

2. Détermination des sollicitations :

- Les charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{G_1.L_1 + G_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(0.459 \times 1.5) + (0.762 \times 2.6)}{(1.5 + 2.6)} \rightarrow G_{eq} = 0.65t / m$$

$$Q_{eq} = \frac{Q_1.L_1 + Q_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(0.250 \times 1.5) + (0.250 \times 2.6)}{(1.5 + 2.6)} \rightarrow Q_{eq} = 0.25t / m$$

- Le moment isostatique : $M_o = q_{eq} \frac{L^2}{8}$

- moment en travée : $M_t = 0.8M_{u,0}$

- moment sur appuis : $M_a = 0.4M_{u,0}$

- L'effort tranchant sur appuis: $T_u = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 1.25 \frac{4.1}{2} \rightarrow T_u = 2.56t$

	q_{eq} (t/m)	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
ELU	1.25	2.62	2.1	1.05
ELS	0.9	1.89	1.51	0.76

Tableau V.6 : moments de flexion à l'ELU et à l'ELS d'escalier

3. Calcul de ferrailage :

- ELU :

Le calcul se fait à partir du sens le plus sollicité, et dans notre cas c'est le sens Y-Y.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad d=12\text{cm} \quad c=3\text{cm}$$

Section	En travée	Sur appuis
M_u (t.m)	2.1	1.05
μ	0.103	0.05
α	0.136	0.06
Z (cm)	11.34	11.67
A_s (cm ²)	5.32	2.58
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3T14=4.62	3T10=2.36

Tableau V.7 : tableau récapitulatif des calculs ferrillages d'escalier

Espacement minimal :

- En travée:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=15\text{cm}$$

- Sur appuis:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=20\text{cm}$$

4. Vérifications des sections d'armatures :

1/ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \leq A_s$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Sur appuis : $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

2/ vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes du béton et d'acier :

1. En travée :

- **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad n = 15 \quad \rightarrow \quad y = 3.44 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 5192.66 \text{ cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} = \frac{1.51 \times 10^5 \times 3.44}{5192.66} \rightarrow \sigma_{bc} = 10.003 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.003 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- **En acier :**

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

2. Sur appuis:

- **En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.76 \times 10^5 \times 3.44}{5192.66} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.03 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- **En acier :**

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

3/ vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{4.1} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{h}{L} = 0.04 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{2.1}{10 \times 2.62} = 0.08 \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{100 \times 12} = 0.004 < \frac{4.2}{f_c} = 0.01 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après leBAEL91 la flèche totale est :

$$\Delta\delta_t = |\delta_v - \delta_i|$$

- La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} \rightarrow f = 0.82\text{cm} \quad \text{Pour : } L < 5\text{m}$$

- La flèche due aux charges instantanées :

$$\delta_i = \frac{M_s \cdot L}{10E_i I_{\delta_i}}$$

E_i : module de déformation instantané du béton ; $E_i=32164,2\text{Mpa}$

- La flèche due aux charges différées :

$$\delta_v = \frac{M_s \cdot L}{10E_v I_{\delta_v}}$$

E_v : module de déformation différé du béton ; $E_v=10818.87\text{Mpa}$

- Moment de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 4.62 \left(\frac{15}{2} - 12 \right)^2$$

$$I_0 = 29528.33\text{cm}^2$$

- Moments d'inertie fictifs :

$$I_{\delta_i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{\delta_v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

- la déformation instantanée :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{p(2 + 3\frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 250}{0.004(2 + 3\frac{100}{100})} \rightarrow \lambda_i = 5.25$$

- la déformation différée :

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 5.25 \rightarrow \lambda_v = 2.1$$

$$\text{Avec : } p = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{4.62}{100 \times 12} \rightarrow p = 0.004$$

$$\mu = \left| 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4p \cdot \sigma_p + f_{t28}} \right| = \left| 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.04 \times 3.01 + 2.1} \right| \rightarrow \mu = 0.42$$

$$\sigma_p = \frac{M_s}{Z.A_s} \quad Z = d - \frac{y}{3} \rightarrow Z = 10.85\text{cm} \quad \sigma_p = 3.01\text{Mpa}$$

$$\mu = 0.42 \quad I_{\delta_i} = 10134.53\text{cm}^2 \quad I_{\delta_v} = 17258.85\text{cm}^2$$

$$\delta_i = 0.026\text{cm} \quad \delta_v = 0.079\text{cm} \quad \Delta\delta_t = 0.05\text{cm}$$

$$f = 0.82\text{cm} > \Delta\delta_t = 0.05\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

V.4.1 La poutre palier :

1. combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 5.91\text{t/m}$$

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4.28\text{t/m}$$

2. Détermination des sollicitations :

- Le moment isostatique : $M_o = q_u \frac{L^2}{8}$

- moment en travée : $M_t = 0.8M_{u,0}$

- moment sur appuis : $M_a = 0.4M_{u,0}$

- L'effort tranchant sur appuis: $T_u = q \times \frac{L}{2} \rightarrow T_u = 9.46\text{t}$

	q (t/m)	M_o (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
ELU	5.91	7.56	6.05	4.38
ELS	4.28	5.49	3.02	2.19

Tableau V.8: moments de flexion à l'ELU et à l'ELS de la poutre palier

3. Calcul de ferrailage :

- ELU :

Le calcul se fait à partir du sens le plus sollicité, et dans notre cas c'est le sens Y-Y.

$$b=100\text{cm} \quad h=40\text{cm} \quad d=37\text{cm} \quad c=3\text{cm}$$

Section	En travée	Sur appuis
M _u (t.m)	6.05	3.02
μ	0.03	0.02
α	0.04	0.02
Z (cm)	36.41	36.71
A _s (cm ²)	4.77	2.36
A _{adoptée} (cm ²)	3T14=4.62	3T14=4.62
A _{répartition} (cm ²)	T8=0.503	T8=0.503
Espacements (cm)	20	20

V.9 : Tableau récapitulatif des calculs ferrillages de la poutre palier

Espacement minimal :

- En travée:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=20\text{cm}$$

- Sur appuis:

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=20\text{cm}$$

4. Verifications des sections d'armatures:

1/ condition de non fragilité :

$$A_{\min} \leq A_s$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > 4.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Sur appuis : } A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > 4.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2/ vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

1. En travée :

- **En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad n=15 \quad \rightarrow \quad y=6.50 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 73620.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.38 \times 10^5 \times 6.5}{73620.49} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.87 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En acier :**

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

2. Sur appuis:

- **En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.19 \times 10^5 \times 6.5}{73620.49} \rightarrow \sigma_{bc} = 1.9 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **En acier :**

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

3/ vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{L} = 0.125 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.08 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{b.d} = 0.001 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.6 Calcul de la dalle machine :

Dans ce projet on admet l'utilisation d'un ascenseur de 1000Kg qui est destiné pour 13 personnes.

1. Etude de la dalle machine :

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine soumise à un chargement important, elle supporte son poids des machines, surcharges.

La dalle est un panneau de dimensions $L_x=1.9m$; $L_y=2.05m$.

2. Méthode de calcul:

La dalle d'ascenseur repose sur quatre cotés celle-ci étudiée par la même méthode simplifiée c'est-à-dire (même principe de calcul de planchers).

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 mètre de largeur dans les deux directions.

3. Évaluation des charges:

$$G = 3.16t/m^2$$

$$Q = 0.100t/m^2$$

Pour une bande de 1 mètre :

$$G = G \times 1m = 3.16 \times 1 \rightarrow G = 3.16t/m$$

$$Q = Q \times 1m = 0.100 \times 1 \rightarrow Q = 0.100t/m$$

4. Combinaison de charges :

– ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.16) + (1.5 \times 0.1) \rightarrow q_u = 4.42t/m$$

– ELS :

$$q_s = G + Q = 3.16 + 0.1 \rightarrow q_s = 3.26t/m$$

Calcul des efforts:

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Sens de la dalle machine:

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{205} \rightarrow \rho = 0.93 < 1$$

La dalle est travaillée dans les deux sens.

- **ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.049 \times 4.42 \times 1.9^2 \rightarrow M_x = 0.78 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.7152 \times 0.16 \rightarrow M_y = 0.56 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 0.66 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 0.48 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 0.08 \text{ t.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 0.06 \text{ t.m} \end{cases}$$

- **ELS :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.59 \text{ t.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.53 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 0.50 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0.85M_y = 0.45 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Sur appuis : } \begin{cases} M_{ax} = 0.5M_x = 0.30 \text{ t.m} \\ M_{ay} = 0.5M_y = 0.27 \text{ t.m} \end{cases}$$

a) **Ferrailage en travée :**

La section de calcul : (b.h) = (100×15) d=12cm c=3cm

	M (t.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} cm ²	Choix cm ²	$A_s^{ad p}$ cm ²	S_t cm
Sens X	0.66	0.03	0.04	11.80	1.61	T12	1.13	15
Sens Y	0.48	0.02	0.03	11.86	1.16	T12	1.13	15

Tableau VI.16: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage de la dalle machine à l'ELU en travée

b) Ferraillage sur appui :

La section de calcul : (b.h) = (100×15) d=12cm c=3cm

	M_a (t.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} cm ²	Choix cm ²	$A_s^{ad p}$ cm ²	S_t cm
Sur appuis	0.39	0.02	0.02	11.88	0.94	T12	1.13	15

Tableau VI.11: Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage de la dalle machine à l'ELU sur appuis

- Vérifications des espacements des armatures :

$$S_t = \begin{cases} \text{sens X} \rightarrow 15\text{cm} < \min(3h; 33) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \\ \text{sens Y} \rightarrow 15\text{cm} < \min(4h; 45) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV} \end{cases}$$

c) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow \begin{cases} T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 L_y + L_x} = \frac{4.42 \times 1.9 \times 2.05}{2 \times 2.05 + 1.9} = 2.87t \\ T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{4.42 \times 1.9}{3} = 2.80t \end{cases} \rightarrow T_u^{max} = 2.87t$$

$$\tau_u = \frac{2.87 \cdot 10^4}{1000 \times 120} = 0.24 \text{Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification à l'ELS :

a) en travée :

Sens X :

Vérification des contraintes

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15 \rightarrow y = 2.19 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \rightarrow I = 1981.32 \text{ cm}^4$$

AN:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.5 \times 10^5 \times 2.19}{1981.32} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.53 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- En acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{0.5 \times 10^5}{1981.32} (12 - 2.19) \rightarrow \sigma_s = 39.61 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right) = \min (266.66; 240) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

	M _{ser} (t.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _s < σ̄ _s
Travée Sens X	0.50	1.13	2.19	1981.32	5.53	15	CV	39.61	240	CV
Travée Sens Y	0.45	1.13	2.19	1981.32	4.97	15	CV	35.65	240	CV

Sur appuis	0.39	1.13	2.19	1981.32	4.31	15	CV	30.90	240	CV
------------	------	------	------	---------	------	----	----	-------	-----	----

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes de la dalle machine en travée et en appuis dans les deux sens

e) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0.8\text{‰}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

- En travée :

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} b \cdot h = 1.22\text{cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_x = 1.13\text{cm}^2 < 1.22\text{cm}^2$$

$$A_y = 1.13\text{cm}^2 < 1.2\text{cm}^2$$

- Sur appuis :

$$A_x = 1.13\text{cm}^2 < 1.22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$A_y = 1.13\text{cm}^2 < 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Les conditions précédentes ne sont pas vérifiées alors on doit augmenter les sections d'armatures dans les deux sens.

On prend une section d'armature en travée et sur appuis : **T14=1.54cm²**

$$A_x = 1.54\text{cm}^2 > 1.22\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$A_y = 1.54\text{cm}^2 > 1.2\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

f) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0.8 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.04 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{L_x} = 0.08 > \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0.04 \text{ à } 0.03 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.05 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

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

V.7 Calcul des planchers :**Méthodes simplifiées pour le calcul des poutres continues :**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.

1. Méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct suivant le BAEL 91, on peut calculer cette méthode pour le calcul des planchers à charges d'exploitation modérées, si les conditions ou dessous sont remplies.

Condition 1 :

$$Q \leq \min(2G ; 0.5t/m^2)$$

$$Q = 0.1t/m^2 < \min(2 \times 0.638 ; 0.5) = 1.276t/m^2 \dots\dots\dots CV$$

Condition 2 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.2}{3.2} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

$$0.8 \leq \frac{3.6}{3.2} = 1.12 \leq 1.25 \dots\dots\dots CV$$

Condition 3:

Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{constante}$).....CV

Condition 4:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées dont l'ordre de la méthode forfaitaire, donc le calcul se fait par cette dernière.

1. Application de la méthode forfaitaire :

α : le rapport des charges d'exploitations (Q_B), à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0.1}{0.1 + 0.638} \rightarrow \alpha = 0.136$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges et surcharges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

M_w et M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite (e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée considérée, les valeurs de M_t doivent être vérifiées les conditions suivantes :

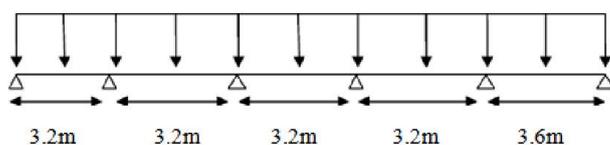
$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_0 - 0.5(M_w + M_e) \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 - 0.5(M_w + M_e) \\ 0.5(1 + 0.3\alpha)M_0 \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ 0.5(1.2 + 0.3\alpha)M_0 \dots \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$$

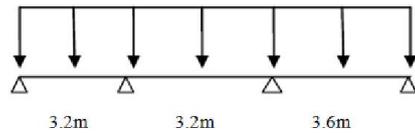
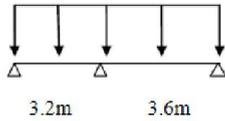
La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale

- $0.6M_0$Pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre projet on a trois types de nervures :

Nervure 1 :



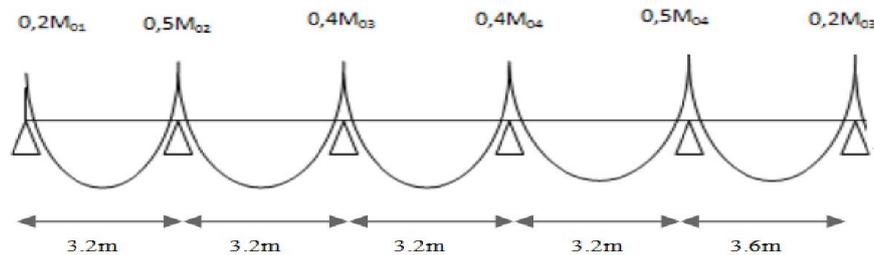
Nervure 2 :**Nervure 3 :****a) Plancher en corps creux:****1. Evaluation des charges et des surcharges :**

$$q_G = b_{\text{nervure}} \cdot G = 0.65 \times 0.530 \rightarrow q_G = 0.345 \text{ t/m}$$

$$q_Q = b_{\text{nervure}} \cdot Q = 0.65 \times 0.150 \rightarrow q_Q = 0.1 \text{ t/m}$$

$$q_u = 1.35q_G + 1.5q_Q \rightarrow q_u = 0.616 \text{ t/m}$$

$$q_s = q_G + q_Q \rightarrow q_s = 0.445 \text{ t/m}$$

2. Calcul des sollicitations:**- Calcul des moments fléchissant :****- Travée 1 : l=3.2m**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.788 \text{ t.m}$$

$$M_w = -0.2M_0 \rightarrow M_w = -0.158 \text{ t.m}$$

$$M_e = -0.5M_0 \rightarrow M_e = -0.394 \text{ t.m}$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_0 - 0.5(M_w + M_e) = 1.103 \text{ t.m} \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 - 0.5(M_w + M_e) = 1.161 \text{ t.m} \rightarrow M_t = 1.116 \text{ t.m} \\ 0.5(1 + 0.3\alpha)M_0 = 0.533 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Travée 2 : l=3.2m

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.788 \text{ t.m}$$

$$M_w = -0.5M_0 \rightarrow M_w = -0.394 \text{ t.m}$$

$$M_e = -0.4M_0 \rightarrow M_e = -0.315t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1.05M_0 - 0.5(M_w + M_e) = 1.182t.m \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 - 0.5(M_w + M_e) = 1.195t.m \rightarrow M_t = 1.195t.m \\ 0.5(1.2 + 0.3\alpha)M_0 = 0.633t.m \end{cases}$$

- **Travée 3 :** $l=3.2m$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.788t.m$$

$$M_w = -0.4M_0 \rightarrow M_w = -0.315t.m$$

$$M_e = -0.4M_0 \rightarrow M_e = -0.315t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1.142t.m \\ 1.155t.m \rightarrow M_t = 1.155t.m \\ 0.633t.m \end{cases}$$

- **Travée 4:** $l=3.2m$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.788t.m$$

$$M_w = -0.4M_0 \rightarrow M_w = -0.315t.m$$

$$M_e = -0.5M_0 \rightarrow M_e = -0.394t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 1.182t.m \\ 1.195t.m \rightarrow M_t = 1.195t.m \\ 0.633t.m \end{cases}$$

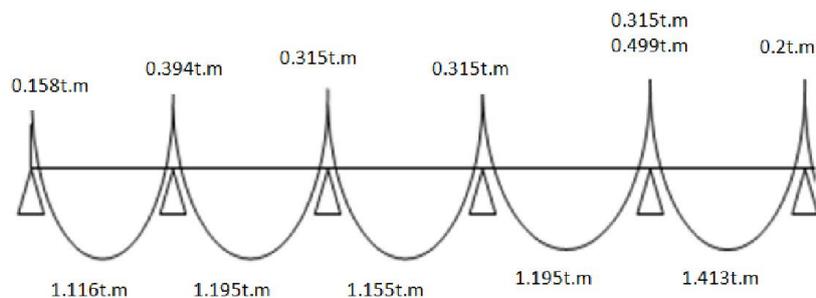
- **Travée 5:** $l=3.6m$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.998t.m$$

$$M_w = -0.5M_0 \rightarrow M_w = -0.499t.m$$

$$M_e = -0.2M_0 \rightarrow M_e = -0.2t.m$$

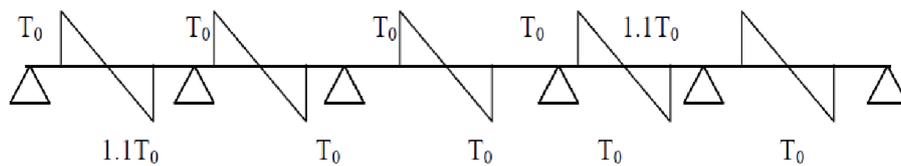
$$M_t = \max \begin{cases} 1.397t.m \\ 1.413t.m \rightarrow M_t = 1.413t.m \\ 0.533t.m \end{cases}$$



- **Calcul des efforts tranchant :**

Sens de la dalle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \left\{ \begin{array}{l} \text{panneau 1: } \frac{3.9}{2.97} = 1.31 > 0.4 \\ \text{panneau 2: } \frac{3.5}{4.1} = 0.85 > 0.4 \\ \text{panneau 3: } \frac{3.5}{3.9} = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{ dalle portant dans le deux sens} \\ \text{panneau 4: } \frac{3.5}{3.9} = 0.9 > 0.4 \\ \text{panneau 5: } \frac{3.5}{4.1} = 0.85 > 0.4 \end{array} \right.$$

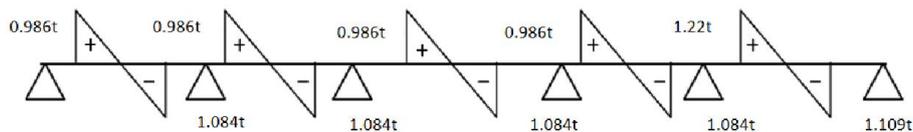


- **Travée 1, 2, 3, 4:**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_0 = \frac{q_u l}{2} = 0.986t \\ 1.1T_0 = 1.084t \end{array} \right.$$

- **Travée 5:**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_0 = \frac{q_u l}{2} = 1.109t \\ 1.1T_0 = 1.22t \end{array} \right.$$



ELS :

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **Travée 1 : l=3.2m**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \rightarrow M_0 = 0.57t.m$$

$$M_w = -0.2M_0 \rightarrow M_w = -0.114t.m$$

$$M_e = -0.5M_0 \rightarrow M_e = -0.285t.m$$

$$M_t = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.798t.m \\ 0.807t.m \rightarrow M_t = 0.807t.m \\ 0.533t.m \end{array} \right.$$

- **Travée 2** : $l=3.2m$

$$M_0 = 0.57t.m$$

$$M_w = -0.5M_0 \rightarrow M_w = -0.285t.m$$

$$M_e = -0.4M_0 \rightarrow M_e = -0.228t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 0.855t.m \\ 0.864t.m \\ 0.633t.m \end{cases} \rightarrow M_t = 0.864t.m$$

- **Travée 3** : $l=3.2m$

$$M_0 = 0.57t.m$$

$$M_w = -0.4M_0 \rightarrow M_w = -0.228t.m$$

$$M_e = -0.4M_0 \rightarrow M_e = -0.228t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 0.827t.m \\ 0.836t.m \\ 0.633t.m \end{cases} \rightarrow M_t = 0.836t.m$$

- **Travée 4** : $l=3.2m$

$$M_0 = 0.57t.m$$

$$M_w = -0.4M_0 \rightarrow M_w = -0.228t.m$$

$$M_e = -0.5M_0 \rightarrow M_e = -0.285t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 0.855t.m \\ 0.864t.m \\ 0.633t.m \end{cases} \rightarrow M_t = 0.864t.m$$

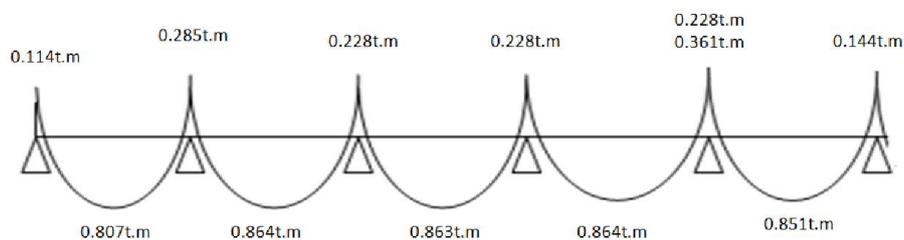
- **Travée 5** : $l=3.6m$

$$M_0 = 0.721t.m$$

$$M_w = -0.5M_0 \rightarrow M_w = -0.361t.m$$

$$M_e = -0.2M_0 \rightarrow M_e = -0.144t.m$$

$$M_t = \max \begin{cases} 0.851t.m \\ 0.860t.m \\ 0.533t.m \end{cases} \rightarrow M_t = 0.860t.m$$



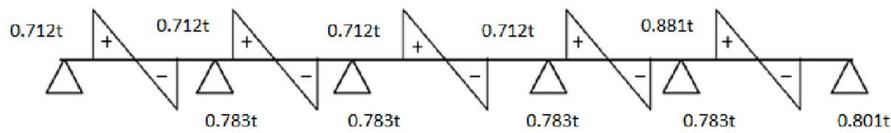
- **Calcul des efforts tranchant :**

- **Travée 1, 2, 3, 4:**

$$\begin{cases} T_0 = \frac{q_s l}{2} = 0.712t \\ 1.1T_0 = 0.783t \end{cases}$$

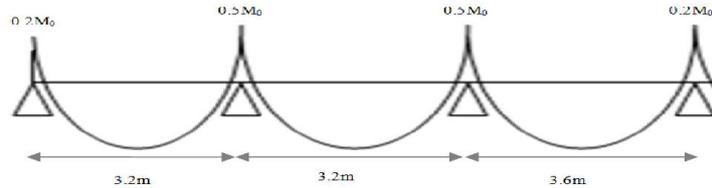
- **Travée 5 :**

$$\begin{cases} T_0 = 0.801t \\ 1.1T_0 = 0.881t \end{cases}$$



Nervure 2 :

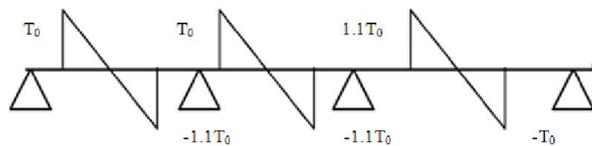
- **Calcul des moments fléchissant :**



		Travée 1	Travée 2	Travée 3
ELU	M_0 (t.m)	0.778	0.778	0.998
	M_w (t.m)	-0.158	-0.394	-0.394
	M_e (t.m)	-0.394	-0.394	-0.158
	M_t (t.m)	1.116	1.223	1.339
ELS	M_0 (t.m)	0.57	0.57	0.721
	M_w (t.m)	-0.114	-0.285	-0.361
	M_e (t.m)	-0.285	-0.285	-0.144
	M_t (t.m)	0.807	0.893	1.02

Tableau V.13: moments de flexion à l'ELU et à l'ELS de la nervure 2

- **Calcul des efforts tranchant :**

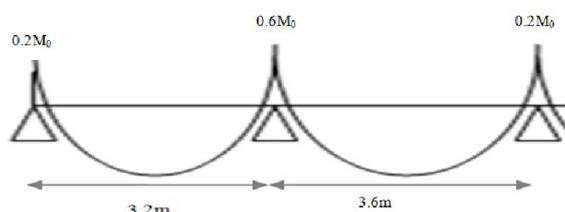


		Travée 1	Travée 2	Travée 3
ELU	T_0 (t)	0.986	0.986	1.109
	$1.1T_0$ (t)	1.084	1.084	1.22
ELS	T_0 (t)	0.712	0.712	0.801
	$1.1T_0$ (t)	0.783	0.783	0.881

Tableau V.14: effort tranchant à l'ELU et à l'ELS de la nervure 2

Nervure 3 :

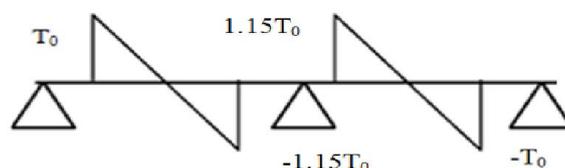
- **Calcul des moments fléchissant :**



		Travée 1	Travée 2
ELU	M_0 (t.m)	0.998	0.788
	M_w (t.m)	-0.2	-0.158
	M_e (t.m)	-0.599	-0.473
	M_t (t.m)	1.463	1.156
ELS	M_0 (t.m)	0.57	0.721
	M_w (t.m)	-0.114	-0.432
	M_e (t.m)	-0.342	-0.144
	M_t (t.m)	0.836	1.057

Tableau V.15: moments de flexion à l'ELU et à l'ELS de la nervure 3

- **Calcul des efforts tranchant :**



		Travée 1	Travée 2
ELU	T_0 (t)	0.986	1.109
	$1.15T_0$ (t)	1.133	1.276
ELS	T_0 (t)	0.712	0.801
	$1.15T_0$ (t)	0.819	0.921

Tableau V.16: effort tranchant à l'ELU et à l'ELS de la nervure 3

3. Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

	ELU	ELS
Moment en travée	1.463t.m	1.057t.m
Moment sur appuis	-0.559t.m	-0.432t.m
Effort tranchant sur appuis	1.275t	0.912t

Tableau V.17: sollicitations du plancher en corps creux

- **moment de la table :**

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \left(0.265 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{t,u} = 1.463t.m < M_{tab} = 9.05t.m \dots \dots CV$$

Alors l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc le calcul se fait d'une section rectangulaire(65 × 16)cm.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

$$b=65cm \quad h=16cm \quad d=13cm \quad c=3cm$$

Section	En travée	Sur appuis
M _u (t.m)	1.463	0.559
μ	0.09	0.04
α	0.123	0.05
Z (cm)	12.36	12.75
A _s (cm ²)	4.62	3.08
A _{adoptée} (cm ²)	3T12=3.39	3T12=3.39
A _r (cm ²)	T12=1.13	T12=1.13

Tableau V.18: tableau récapitulatif des calculs ferrailages du plancher en corps creux

Les armatures transversales :

$$\varphi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi \right) \min(0.46 - 1.2 - 1.4) \rightarrow \varphi_t = 0.46cm^2$$

On adopte : 2T8=1.00cm²

Espacement minimal :

- En travée:

$$S_t \leq \min (0.9d; 40cm) = 11.7cm$$

$$S_t \leq \frac{0.8A_e f_e}{0.4b_0} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 400}{0.4 \times 12} = 38cm$$

On prend: S_t=15cm

- Sur appuis: $\frac{S_t}{2} = 7.5cm$

On prend: S_t=5cm

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépassées :

- 20cm dans le sens parallèle aux poutrelles
- 30cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

b : la distance entre l'axe des poutrelles (b=65cm)

A₁ : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A₂ : diamètre parallèle aux poutrelles (A₂=A₁/2)

f_e : 520Mpa quadrillage de T.S.TIE520

$$50 < b = 65 < 80 \rightarrow A_1 = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} \rightarrow A_1 = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5t6=1.41cm²**

- Armatures de répartition : $A_2 = \frac{A_1}{2} \rightarrow A_r = 0.71 \text{ cm}^2$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

- Espacement entre les armatures : $S_t = \frac{100}{5} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm}$

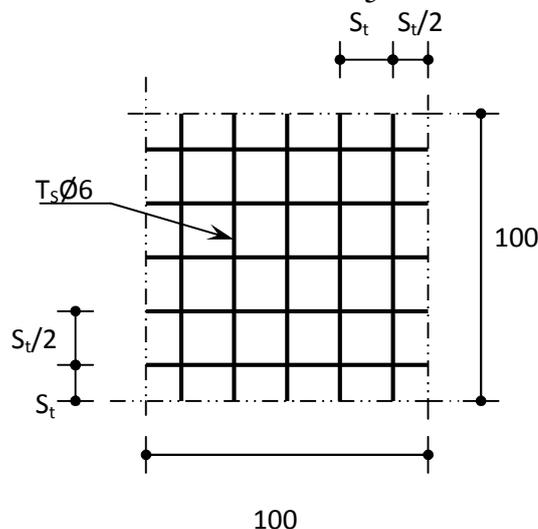


Figure V.3: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

4. Vérifications des sections d'armatures:**1/ condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \leq A_s$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.02 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

$$\text{Sur appuis : } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.02 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

2/ vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

1. En travée :**- En béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; \quad A_s = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad n = 15 \quad \rightarrow \quad y = 4.31 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 6968.23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.057 \times 10^6 \times 4.31}{6968.23} \rightarrow \sigma_{bc} = 6.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.54 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{C.V}$$

- En acier :

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

2. Sur appuis:**- En béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.432 \times 10^6 \times 4.31}{6968.23} \rightarrow \sigma_{bc} = 2.67 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- **En acier :**

Fissuration peu nuisible pas de vérification de contrainte d'acier.

3/ vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivant sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{16}{320} = 0.05 > \frac{1}{16} = 0.04 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1.546}{10 \times 1.066} = 0.08 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{65 \times 13} = 0.005 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Une de ces trois conditions n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL91 la flèche totale est :

$$\Delta\delta_t = |\delta_v - \delta_i|$$

- La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} \rightarrow f = 0.72 \text{ cm} \quad \text{Pour : } L < 5 \text{ m}$$

- La flèche due aux charges instantanées :

$$\delta_i = \frac{M_s \cdot L}{10 E_i I_{\delta_i}}$$

E_i : module de déformation instantané du béton ; $E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$

- La flèche due aux charges différées :

$$\delta_v = \frac{M_s \cdot L}{10 E_v I_{\delta_v}}$$

E_v : module de déformation différé du béton ; $E_v = 10818.87 \text{ Mpa}$

- Moment de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 = \frac{65 \times 16^3}{12} + 15 \times 4.62 \left(\frac{16}{2} - 13 \right)^2$$

$$I_0 = 23919.17 \text{ cm}^2$$

- Moments d'inertie fictifs :

$$I_{\delta i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

- la déformation instantanée :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{p(2 + 3\frac{b}{b_0})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.005(2 + 3\frac{65}{12})} \rightarrow \lambda_i = 1.15$$

- la déformation différée :

$$\lambda_v = 0.4\lambda_i = 0.4 \times 1.15 \rightarrow \lambda_v = 0.46$$

Avec : $p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{4.62}{65 \times 13} \rightarrow p = 0.005$

$$\mu = \left| 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4p \cdot \sigma_p + f_{t28}} \right| = \left| 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005 \times 2.76 + 2.1} \right| \rightarrow \mu = 0.59$$

$$\sigma_p = \frac{M_s}{Z \cdot A_s} \quad Z = d - \frac{y}{3} \rightarrow Z = 11.56\text{cm} \quad \sigma_p = 2.11\text{Mpa}$$

$$\mu = 0.59 \quad I_{\delta i} = 3882.92\text{cm}^2 \quad I_{\delta v} = 7942.25\text{cm}^2$$

$$\delta_i = 0.3 \cdot 10^{-4}\text{cm} \quad \delta_v = 0.4 \cdot 10^{-4}\text{cm} \quad \Delta\delta_t = 0.1 \cdot 10^{-4}\text{cm}$$

$$f = 0.78\text{cm} > \Delta\delta_t = 0.1 \cdot 10^{-4}\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

4/ vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.275 \times 10^4}{120 \times 130} \rightarrow \tau_u = 0.82\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.51\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \dots\dots\dots CV$$

- **Conclusion :**

Le corps creux (16+4) est convient pour tous les éclaircissements.

b) Calcul de la dalle pleine :

$$G=0.620\text{t/m}^2 \quad Q=0.150\text{t/m}^2$$

$$Q=0.150\text{t/m}^2 < \max(2G=1.24 ; 0.5)=1.24\text{t/m}^2 \rightarrow \text{plancher à surcharges modérées.}$$

- Sens de la dalle pleine :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{297}{330} \rightarrow \rho = 0.9 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant dans les deux sens}$$

1. combinaisons des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.062\text{t/m}$$

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 0.77\text{t/m}$$

2. Détermination des sollicitations :

D'après le tableau BARES on a :

- **ELU :**

1/ sens X-X :

$$M_{0x} = \mu_x q_u \cdot L_x^2 = 0.0456 \times 1.062 \times 2.97^2 \rightarrow M_{0x} = 0.14\text{t.m}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 0.14 \rightarrow M_{tx} = 0.11\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 0.14 \rightarrow M_{ax} = -0.07\text{t.m}$$

2/ sens Y-Y :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.7834 \times 0.14 \rightarrow M_{0y} = 0.11\text{t.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 0.11 \rightarrow M_{ty} = 0.08\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 0.11 \rightarrow M_{ay} = -0.05\text{t.m}$$

- **ELS :**

1/ sens X-X :

$$M_{0x} = \mu_x q_s \cdot L_x^2 = 0.0528 \times 0.77 \times 2.97^2 \rightarrow M_{0x} = 0.12\text{t.m}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 0.12 \rightarrow M_{tx} = 0.09\text{t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 0.12 \rightarrow M_{ax} = -0.06\text{t.m}$$

2/ sens Y-Y :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.8502 \times 0.12 \rightarrow M_{0y} = 0.1 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 0.1 \rightarrow M_{ty} = 0.08 \text{ t.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 0.1 \rightarrow M_{ay} = -0.05 \text{ t.m}$$

- **L'effort tranchant sur appuis :**

$$T_u = \begin{cases} T_{ux} = q_u \frac{L_x}{2 + \rho} = 1.062 + \frac{2.97}{2 + 0.9} \rightarrow T_{ux} = 1.09 \text{ t} \\ T_{uy} = q_u \frac{L_x}{3} = 1.062 + \frac{2.97}{3} \rightarrow T_{uy} = 1.05 \text{ t} \end{cases}$$

$$T_s = \begin{cases} T_{sx} = q_s \frac{L_x}{2 + \rho} = 0.77 + \frac{2.97}{2 + 0.9} \rightarrow T_{sx} = 0.79 \text{ t} \\ T_{sy} = q_s \frac{L_x}{3} = 0.77 + \frac{2.97}{3} \rightarrow T_{sy} = 0.76 \text{ t} \end{cases}$$

3. Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

Le calcul se fait à partir du sens le plus sollicité, et dans notre cas c'est le sens X-X.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

$$b=100\text{cm} \quad h=15\text{cm} \quad d=12\text{cm} \quad c=3\text{cm}$$

Section	En travée	Sur appuis
M_u (t.m)	0.11	0.07
μ	0.005	0.003
α	0.007	0.004
Z (cm)	11.97	11.98
A_s (cm ²)	0.26	0.17
$A_{adoptée}$ (cm ²)	4T14=6.15	4T8=2.01
$A_{répartition}$ (cm ²)	T12=1.13	T12=1.13

Tableau V.19: tableau récapitulatif des calculs ferrailages de la dalle pleine

Espacement minimal :

- **En travée:**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } S_t=15\text{cm}$$

- **Sur appuis:**

$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$ On prend: $S_t = 10\text{cm}$

4. Verifications des sections d'armatures:

1/ Condition de non fragilité :

$A_{\min} \leq A_s$

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{\min} = 1.45\text{cm}^2$

En travée : $A_s = 6.15\text{cm}^2 > 1.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Sur appuis : $A_s = 2.01\text{cm}^2 > 1.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$

2/ vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

1. En travée :

- En béton :

$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$

- Position de l'axe neutre :

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

$A_s' = 0; A_s = 6.15\text{cm}^2/\text{ml}; n = 15 \rightarrow y = 5.72\text{cm}$

- Moment d'inertie:

$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \rightarrow I = 9876.5\text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{0.09 \times 10^5 \times 5.72}{9876.5} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.21\text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots CV$

- En acier :

$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{0.09 \times 10^6}{9876.5} (12 - 5.72) \rightarrow \sigma_s = 57.23\text{Mpa}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{bc}, 110 \sqrt{\xi f_{ij}} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{CV}$$

2. Sur appuis:

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15 \rightarrow y = 3.01 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \rightarrow I = 3445.76 \text{ cm}^4$$

- En béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0.06 \times 10^5 \times 3.01}{3445.76} \rightarrow \sigma_{bc} = 5.4 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- En acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{0.06 \times 10^6}{3354.76} (12 - 3.01) \rightarrow \sigma_s = 160.79 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{bc}, 110 \sqrt{\xi f_{ij}} \right\} = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{CV}$$

3/ vérification de la flèche :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{H}{L} = \frac{0.15}{2.97} = 0.05 > \frac{M_t}{20M_0} = \frac{0.1}{20 \times 0.12} = 0.04 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.15}{100 \times 12} = 0.005 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots \dots \dots \text{CV} \end{aligned} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche est inutile.

4/ vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b \times d} = \frac{1.09 \times 10^3}{100 \times 12} \rightarrow \tau_u = 0.91 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

VI.2 Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles) comme montre la figure ci-dessous.

Nota :

Les étapes de modélisation de la structure sont définies dans l'annexe.

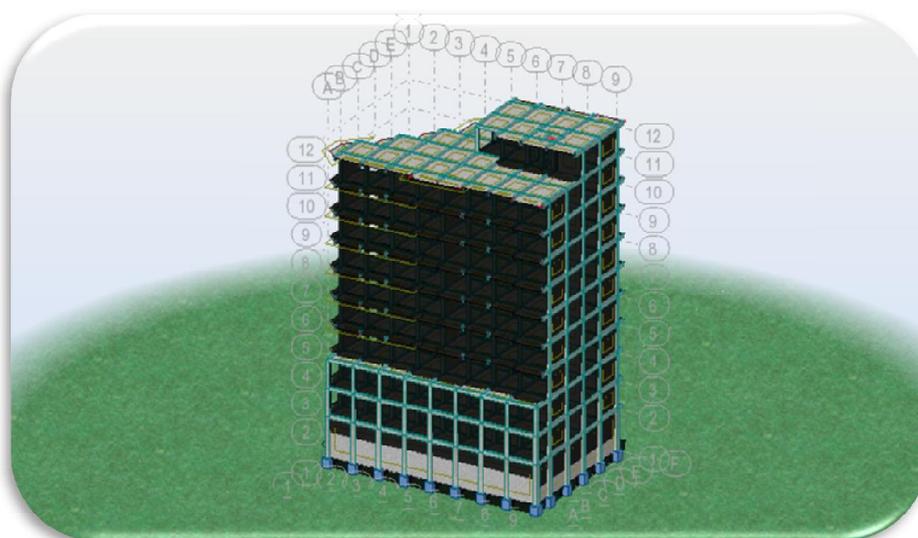


Figure VI.1 : structure modélisée

En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.



Figure VI.2 : disposition constructive des voiles

VI.3 Méthodes de calcul:

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

a) La méthode statique équivalente : Selon l'Art 4.2 RPA99/V2003

Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalentes à celui de l'action sismique.

1. Principe de la méthode :

- Les forces sismiques sont remplacées par un système de force statique horizontal équivalent.
- Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure.

2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- ✓ La hauteur de notre bâtiment : $H=30.60m < 65m$ CV
- ✓ **Régularité en plan :**

- Le bâtiment est respecter la configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- La distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités doit être inférieure à 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.
- Rapport longueur/largeur du plancher :

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow \frac{28.7}{16.4} = 1.75 < 4 \dots\dots\dots CV$$

- Les limites des décrochements en plan ; prenons les exemples:

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.5}{28.7} = 12.2\% \leq 25\% \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{4.1}{16.4} = 25\% \leq 25\% \dots\dots\dots CV$$

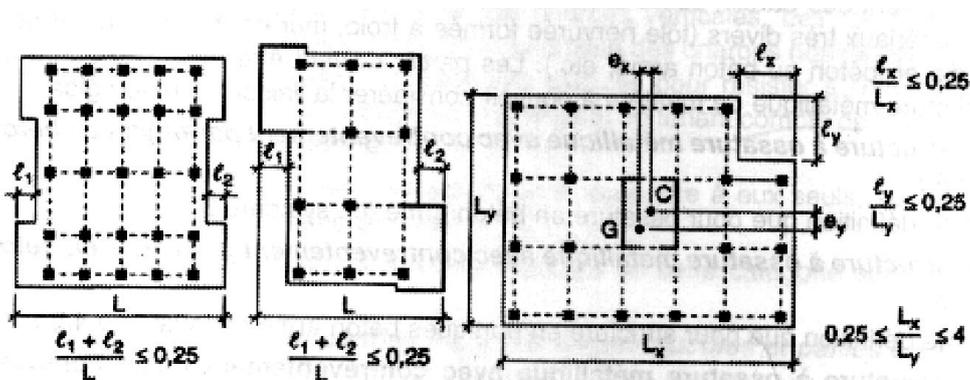


Figure VI.3: limites des décrochements en plan

➡ Le bâtiment est classé régulier en plan.

✓ **Régularité en élévation :**

- Les éléments porteurs verticaux sont continus.
- La masse des différents niveaux diminue progressivement
- Les décrochements en élévation ; prenons l'exemple suivant :

$$\begin{cases} B = 28.7\text{m} \\ B_{i+1} = 24.9\text{m} \end{cases} \rightarrow \frac{B_{i+1}}{B} = 0.87 > 0.67 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➡ Le bâtiment est classé régulier en élévation.

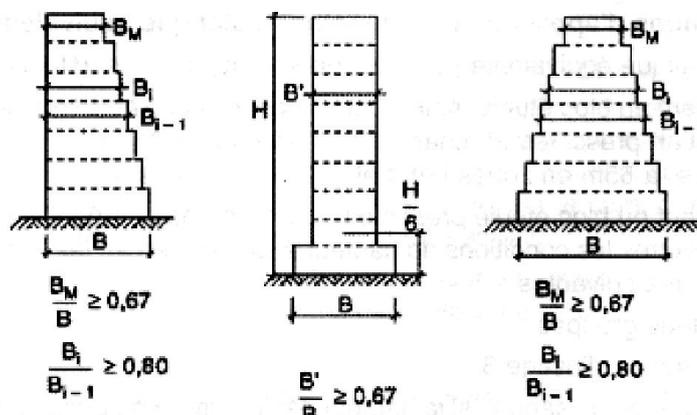


Figure VI.4: les décrochements en élévation

- **Rigidité des planchers :**

Par rapport aux contreventements verticaux :

[.]

- Les ouvertures dans les planchers respectent la condition suivante :

La surface totale des ouvertures dans les planchers <15% de la surface totale du plancher ; prenons l'exemple :

Au niveau ±0.00 :

La surface totale du plancher=418.09m²

La surface totale des vides=31.95m²

$$\frac{31.95}{418.09} = 7.64\% < 15\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

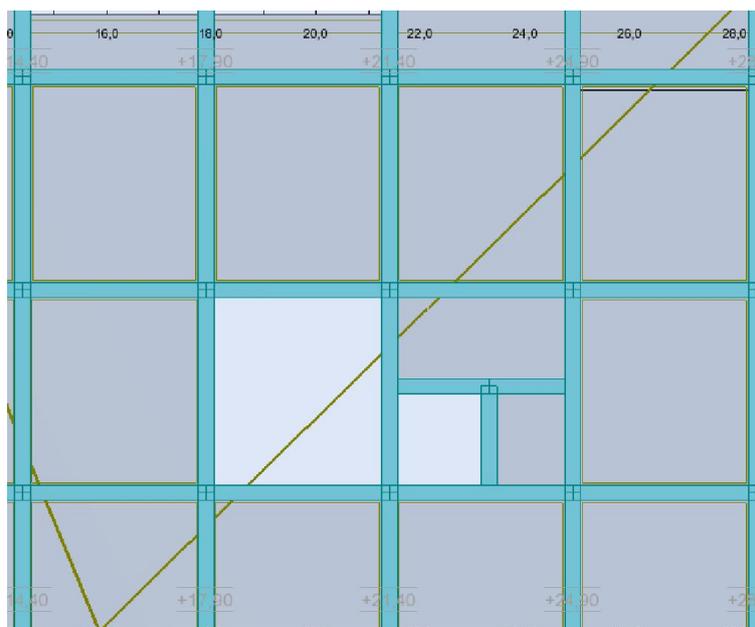


Figure VI.5: ouvertures dans plancher niveau +21.42m

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en **a**, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone (II) : groupe d'usage (3).
Groupe d'usage (2) si $h < 7$ niveaux ou (23 m).
Groupe d'usage (1B) si $h < 5$ niveaux ou (17 m).
Groupe d'usage (1A) si $h < 3$ niveaux ou (10 m).

Notre bâtiment régulier $h = 36.30\text{m} < 65 \text{ m}$

Bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 40 m **Groupe 2**

3. Hypothèses de la méthode :

- Le modèle du bâtiment dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- Seul le premier mode de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

4. Calcul de la force sismique totale :

A partir de l'article 4.2.3 de RPA99 /version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

1. Coefficient d'accélération de zone : A

Zone sismique II et groupe d'usage 2, donc **A=0.15** (voire tableau dans l'annexe)

2. Coefficient de comportement global de la structure : R

La description du système de contreventement est « Mixte portiques/voiles avec interaction »

R=5 (voire tableau dans l'annexe)

3. Calcul de la période fondamentale de la structure :**1. Estimation empirique :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$C_{Tx}=0.05$ et $C_{Ty}=0.05$ (voire tableau dans l'annexe)

h_N : hauteur totale du bâtiment = 30.60m

$$T = 0.05 \times (30.60)^{3/4} \rightarrow T = \mathbf{0,65sec}$$

2. 2^{ème} formule empirique :

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_{im}}}$$

D_{im} : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_{im,x} = 28.70m$$

$$D_{im,y} = 16.40m$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{28.70}} \rightarrow T_x = 0.51sec$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 30.60}{\sqrt{16.40}} \rightarrow T_y = 0.68sec$$

3. Estimation de la période selon logiciel ROBOT Autodesk :

$$T = \mathbf{0.55sec}$$

4. Coefficient d'amplification dynamique D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

1. Période caractéristique : T₂

T_2 : associée à la catégorie du site « S3 » (voir tableau dans l'annexe), $T_2=0.5\text{sec}$

2. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

- ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique :

$$\xi = 10\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+0.10}} = 1.83 \geq 0.7$$

On a alors :

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \rightarrow 0.5 < 0.51 < 3s$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \rightarrow 0.5 < 0.68 < 3s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.83 \left(\frac{0.5}{0.51}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_x = 4.51s$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.83 \left(\frac{0.5}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_y = 3.72s$$

5. Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

- Coefficient de pénalité P_q :

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0/observé
2. Redondance en plan	0/observé
3. Régularité en plan	0.05/ non observé
4. Régularité en élévation	0/observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05/non observé
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.10/non observé
Q = 1 + 0.2	Q=1.2

Tableau VI.1: tableau de pénalité P_q

6. Poids totale de la structure W :

Nous avons pris le poids total de W calculé par le logiciel ROBOT AUTODESK.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Bâtiment d'habitation, $\beta = 0.2$ (voir l'annexe)

$W = 2917.134t$

7. Calcul de la force sismique :

1. Le sens longitudinal :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 4.51 \times 1.2}{5} \times w \rightarrow V_x = 473.63t$$

2. Le sens transversal :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 3.72 \times 1.2}{5} \times w \rightarrow V_y = 39.066t$$

b) Méthode dynamique modale spectrale: Art 4.3 de l'RPA99/V2003

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Modélisation :

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) 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 déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

S_a / g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

$A=0.15$ $R=5$ $T_2=0.5\text{sec}$ $\xi=10\%$ $\eta=1.83 \geq 0.7$ $Q=1.1$

4. Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Cas/Mode	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	mas.UZ [t]
1/1				
1/2				
1/3				
1/4				
1/5				
1/6				
1/7				
1/8				
1/9				
1/10				
1/11				
1/12				
1/13				
1/14				
1/15				
1/16				
1/17				
1/18				
1/19				
1/20				
1/21				
1/22				
1/23				
1/24				
1/25				
1/26				
1/27				
1/28				
1/29				
1/30				
1/31				
1/32				
1/33				
1/34				
1/35				
1/36				
1/37				
1/38				
1/39				
1/40				
1/41				
1/42				
1/43				
1/44				
1/45				
1/46				
1/47				
1/48				
1/49				
1/50				
1/51				
1/52				
1/53				
1/54				
1/55				
1/56				
1/57				
1/58				
1/59				
1/60				
1/61				
1/62				
1/63				
1/64				
1/65				
1/66				
1/67				
1/68				
1/69				
1/70				
1/71				
1/72				
1/73				
1/74				
1/75				
1/76				
1/77				
1/78				
1/79				
1/80				
1/81				
1/82				
1/83				
1/84				
1/85				
1/86				
1/87				
1/88				
1/89				
1/90				
1/91				
1/92				
1/93				
1/94				
1/95				
1/96				
1/97				
1/98				
1/99				
1/100				

Tableau VI.2: tableau modes vibration de la structure par logiciel ROBOT AUTODESK

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T_{\text{calculé}} = 0.55\text{s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 15^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- Le 2^{ème} mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de ROBOT AUTODESK on a :

$$\begin{cases} V_{X,\text{dynamique}} = 2865,04\text{t} \\ V_{Y,\text{dynamique}} = 2865,04\text{t} \end{cases}$$

c) Vérfications:

1. Vérfication de la période :

La valeur empirique $T = 0,68$ sec Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.(RPA)

$$1.3T_{\text{théorique}} \geq T_{\text{calculé}} \rightarrow 1.3 \times 0.68 = 0.88\text{s} > 0.55\text{s} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2. L'effort sismique à la base de la structure :

La vérification : $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$

$$\begin{cases} V_{X,\text{dynamique}} > 0.8V_{X,\text{statique}} \\ V_{Y,\text{dynamique}} > 0.8V_{Y,\text{statique}} \end{cases}$$

$$0.8V_{X,\text{statique}} = 0.8 \times 473.63 = 378.90\text{t} < 2865,04\text{t} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$0.8V_{Y,\text{statique}} = 0.8 \times 390.66 = 312.53\text{t} < 2865,04\text{t} \dots \dots \dots \text{CV}$$

3. Vérfication des déplacements latéraux :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA 99/Version 2003**, consiste en la vérification des déplacements, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivant :

- La stabilité structurale
- L'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux

- Le confort humain durant et après les effets du séisme

En effet selon l'article 5-10 du RPA99/V2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01 \times H_e = 0.01 \times 3060 \rightarrow \bar{\Delta} = 30.60 \text{ cm}$$

$$\Delta_k = 1.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 1.4 \text{ cm} < 30.60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Déplacement :**

Le tableau des déplacements correspond à la combinaison des charges ELA (G+Q+EX)

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	4,4	0,8	0,3	0,002	0,002	0,001
Noeud	1217	3443	1217	13091	12826	5025
Cas	9 (C) (CQC)					
MIN	0,0	-0,0	-1404797,2	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	1	9077	9818	6608	14841	3138
Cas	9 (C) (CQC)					

Tableau VI.3 : déplacements -cas ELA (G+Q+EX)

$$U_{x,\max} = 4.4 \text{ cm} < 3060 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.4 Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

VII.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99).

1. Combinaison d'actions :

a) Les combinaisons de l'RAPA 99 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

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

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

b) Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le **C.B.A 93** sont :

à l'ELU : $1.35G + 1.5 Q$

à l'ELS : $G + Q$

à l'ELA :

$$G+Q+EX$$

$$G+Q-EX$$

$$G+Q+EY$$

$$G+Q-EY$$

$$0.8G+EX$$

$$0.8G-EX$$

$$0.8G+EY$$

$$0.8G-EY$$

$$G+Q+1.2EX$$

$$G+Q-1.2EX$$

$$G+Q+1.2EY$$

$$G+Q-1.2EY$$

2. Ferraillage :

Le ferraillage des éléments porteurs présente une grande importance, car ces éléments jouent un rôle important dans la structure. Ces éléments reprennent seul les différentes actions horizontales comme verticales. L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités dans la structure, doit être conforme aux règlements de calcul et de conception -RBA99 V2003, CBA93-

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) En respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003). Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Les étapes de calcul sont détaillées dans l'organigramme présenté ci – après.

VII.2 ferraillages des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

1. Poutres principales :

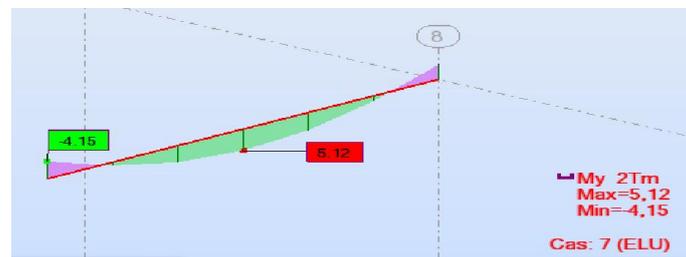


Figure VII.1 : résultats des sollicitations poutres principales à l'ELU (ROBOT AUTODESK)

L=3.5m b=30cm h=45cm d=42cm c=3cm

Section	En travée	Sur appuis
M_u (t.m)	5.12	4.15
μ	0.068	0,055
α	0.088	0,0711
Z (cm)	40.52	40,806
A_s (cm ²)	3,631	2,922
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3T14+2T14=6.88	3T14+2T14=6.88

Tableau VII.1 : tableau récapitulatif des calculs ferraillages de la poutre principale à l'ELU

a) Pourcentage Exigé par RPA99:

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.005 \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Soit: **3T14 + 2T14 ($A_s = 6,88 \text{ cm}^2$).**

b) Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.88}{4} \rightarrow A_r = 1.72 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T8=2.01cm²**

c) Espacement minimal:

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min (37.8; 40\text{cm})$$

$S_t \leq 37.8\text{cm}$ on prend $S_t = 20\text{cm}$.

Vérification selon RPA:**1. Zone Nodale:**

$$S_t \leq \min (h/4; 30\text{cm}) = \min(11.25; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 11.25\text{cm}$$

On prend: $S_t = 5\text{cm}$.

2. Zone Courante:

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 45/2 = 22.5\text{cm}$$

On prend: $S_t = 15\text{cm}$.

d) Vérifications de la section d'armature :**1/ condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \leq A_s$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 30 \times 42 \left(\frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

Sur appuis : $A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

Armatures de répartitions : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

2/ vérification à l'ELS :



Figure VII.2 : résultats des sollicitations poutres principales à l'ELS (ROBOT AUTODESK)

Vérification des contraintes du béton et d'acier:

1. En travée :

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser} \times y}{I}$$

- Position de l'axe neutre :

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

$$A_s' = 0; A_s = 6.88 \text{ cm}^2/\text{ml}; n = 15 \quad \rightarrow \quad y = 13.9 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 108343.94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.73 \times 10^5 \times 13.9}{108343.94} \rightarrow \sigma_{bc} = 4.79 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- En acier :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{3.73 \times 10^5}{108343.94} (42 - 13.9) \rightarrow \sigma_s = 15.48 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

2. Sur appuis:

- En béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{3.01 \times 10^5 \times 13.9}{108434.94} \rightarrow \sigma_{bc} = 3.86 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \frac{3.01 \times 10^5}{108434.94} (42 - 13.9) \rightarrow \sigma_s = 12.48 \text{Mpa}$$

$$< 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots CV$$

3/ Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = 11.11 \text{t}$$

$$\tau_u = \frac{11.11 \times 10^4}{300 \times 4200} = 0.09 \text{Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors : $\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa}$

$$\tau_u = 0.09 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{MPa} \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4/ Vérification de la flèche :

$$M_t = 3.73 \text{tf.m} \quad L = 350 \text{m}$$

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{45}{350} = 0.123 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.04 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L_x} = 0.123 > \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} = 0.04 \text{ à } 0.03 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{6.88}{30 \times 42} = 0.005 < \frac{2}{f_e} = 0.05 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

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

2. Poutres chaînages:

			d (cm)	M (t.m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	A_r (cm ²)
ELU	Poutre (30x40)	Travée	37	3.71	0,064	0,082	35,783	2,979	3T14+2T14= 6.88	4T8=2.01
		Appuis	37	2.12	0,037	0,046	36,315	1,678	3T14+2T14= 6.88	4T8=2.01
	Poutre (30x35)	Travée	32	3.17	0,073	0,094	30,792	2,958	3T14+2T14= 6.88	4T8=2.01
		Appuis	32	5.65	0,13	0,174	29,773	5,453	3T14+2T14= 6.88	4T8=2.01

Tableau VII.2: Choix des armatures pour les poutres secondaires

Section	barres	Φ (mm)	St (mm)	
			Z.N (cm)	Z.C (cm)
Poutre (30x40)	3T14+2T14	14	5	15
Poutre (30x35)	3T14+2T14=6.88	14	5	15

Tableau VII.3 : Espacements maximales selon RPA99 des chaînages

Section	A_s (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max}^{RPA} (cm ²)		CNF	
			ZN (cm ²)	ZC (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Obs
Poutre (30x40)	6.88	6.0	72	48	1.34	CV
Poutre (30x35)	6.88	5.25	63	42	1.16	CV

Tableau VII.4 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres chaînages

Section		M_s (t.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	béton			acier		
					σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
Poutre (30x40)	Travée	2.7	12.88	81406.32	4.27	15	CV	12.8	220	CV
	Appuis	1.54			2.44	15	CV	7.3	220	CV
Poutre (30x35)	Travée	2.31	11.79	58540.01	6.67	15	CV	18.28	220	CV
	Appuis	4.12			8.30	15	CV	22.7	220	CV

Tableau VII.5: Vérification des sections d'armatures des poutres chaînages à l'ELS

Section	T_u (N)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	obs.
Poutre (30x40)	9.09	4.26	2.5	CV
Poutre (30x35)	0.82	0.44	2.5	CV

Tableau VII.6: Vérification de la contrainte de cisaillement des sections d'armatures des poutres chainages

VII.3 Ferrailage des Poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limite ultime "ELU" sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

1. Ferrailage poteau (60x60) : Niveau -4.42m

a) ELU :

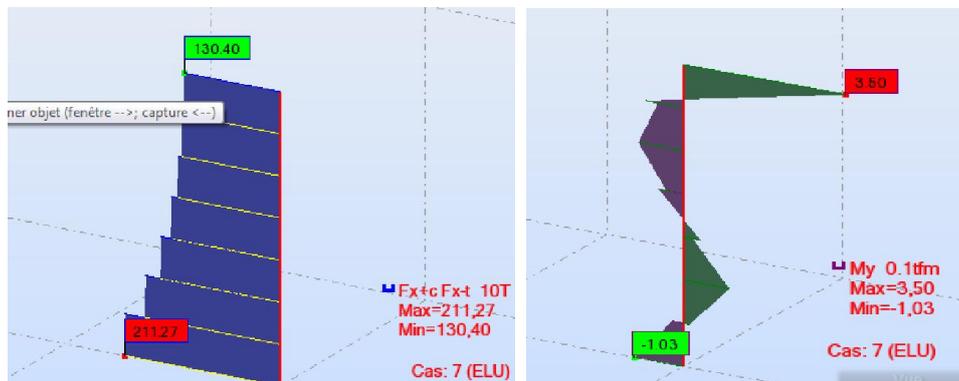


Figure VII.3: résultats des sollicitations du poteau (60x60) à l'ELU (ROBOT AUTODESK)

$M_u=3.5t.m$	$N_u=211.27t$	$M_G=1.23t.m$	$M_Q=0.35t.m$
$b=60cm$	$h=60cm$	$d=55cm$	$c=5cm$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.5}{211.27} \rightarrow e_0 = 0.0166m$$

$$I_{poteau} = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} \rightarrow I_{poteau} = 1080000cm^4$$

$$I_{poutre} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} \rightarrow I_{poutre} = 227812.5cm^4$$

$$I_{poteau} > I_{poutre} \rightarrow L_f = L_0 \rightarrow L_f = 442 - 60 \rightarrow L_f = 382cm$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{108.10^4}{3600}} \Rightarrow i = 17.32cm \quad \text{avec} \quad B = 60.60 = 3600cm^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{382}{17.32} = 22.06 \leq 50 \dots \dots \dots CV$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l_f}{250}\right) = \max(2cm; 1.53) \rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.66 + 2 \rightarrow e_1 = 3.66 \text{ cm}$$

- **Condition d'application:**

$$\frac{l_f}{h} < \max \left(20 \frac{e_1}{h}, 15 \right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{382}{60} = 4.1 < \max \left(20 \frac{3.66}{60}, 15 \right) = 15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

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

$$\alpha = \frac{M_0}{M_G + M_Q} \rightarrow \alpha = 0.86$$

$$e_2 = \frac{3 \times 382^2}{10^4 \times 60} (2 + 0.86 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.0269 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.66 + 2.69 \rightarrow e = 6.35 \text{ cm}$$

$$e = 6.35 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 3 = 27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 211.27 \text{ t}; e = 6.35 \text{ cm} \\ M_1 = N_u \cdot e = 211.27 \times 6.35 = 13.42 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_u = M_1 + N_u (0.5h - c) < (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

$$M_u = M_1 + N_u (0.5h - c) = 13.42 + 211.27 [(0.5 \times 0.60) - 0.05] \rightarrow M_u = 66.24 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.60}) 0.60 \times 0.60^2 \times 1420 = 82.66 \text{ t.m}$$

$$66.23 \text{ t.m} < 82.66 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Section partiellement comprimée calcul de la section rectangulaire en flexion simple sous M_f .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f} = \frac{66.23}{0.6 \times 0.55^2 \times 1420} \rightarrow \mu = 0.3207 < \mu_R = 0.257$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.379$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \rightarrow Z = 46.67 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{66.23 \times 10^3}{0.46 \times 3480} \rightarrow A_{su} = 41.37 \text{ cm}^2 \quad (\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa})$$

b) ELA :

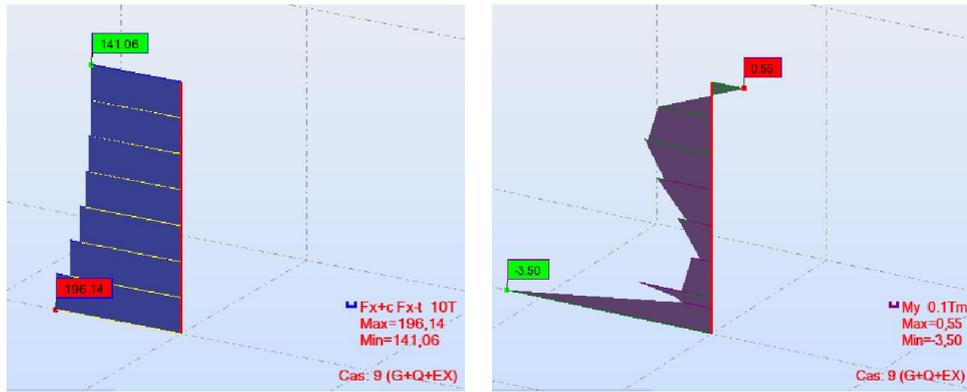


Figure VII.4: résultats des sollicitations du poteau (60x60) à l’ELA (ROBOT AUTODESK)

$$M_A=0.55t.m \quad N_A=196.14t \quad M_G=1.23t.m \quad M_Q=0.35t.m$$

$$b=60cm \quad h=60cm \quad d=55cm \quad c=5cm$$

$$e_0 = \frac{M_A}{N_A} = \frac{0.55}{196.14} \rightarrow e_0 = \mathbf{0.002804m}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l_f}{250}\right) = \max(2cm; 1.53) \rightarrow e_a = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.28 + 2 \rightarrow e_1 = \mathbf{2.28cm}$$

- Condition d’application:

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(20 \frac{e_1}{h}, 15\right)$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{382}{60} = 4.1 < \max\left(20 \frac{2.28}{60}, 15\right) = 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc la méthode simplifiée est applicable.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \quad \varphi = 2 \quad \alpha = 0.86 \quad e_2 = 0.0269m$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.28 + 2.69 \rightarrow e = \mathbf{4.97cm}$$

$$e = 4.97cm < \frac{h}{2} - c = \frac{60}{2} - 5 = 25cm \dots \dots \dots CV$$

Calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_A = 196.14t; e = 4.97cm \\ M_1 = N_A \cdot e = 196.14 \times 0.0497 = 9.75t.m \end{cases}$$

$$M_A = M_1 + N_A(0.5h - c) < (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$$

$$M_u = M_1 + N_u (0,5h - c) = 9.75 + 196.14 [(0,5 \times 0,60) - 0,05] \rightarrow M_u = 58.78 \text{ t.m}$$

$$(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.60}) 0.60 \times 0.60^2 \times 1420 = 82.66 \text{ t.m}$$

$$58.78 \text{ t.m} < 82.66 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Section partiellement comprimée calcul de la section rectangulaire en flexion simple sous M_f .

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 f} = \frac{58.78}{0.6 \times 0.55^2 \times 1420} \rightarrow \mu = 0,2281 < \mu_R = 0.392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,3282$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z = 47.78 \text{ cm}$$

$$A_{sA} = \frac{M_A}{Z \sigma_s} = \frac{58.78 \times 10^3}{0.47 \times 3480} \rightarrow A_{sA} = 35.94 \text{ cm}^2 \quad (\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa})$$

$$A_{fc} = A_{sA} - \frac{N_A}{f_e} = 35.94 - \frac{196.14 \times 10^3}{4000} \rightarrow A_{fc} = -13.1 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale des armatures selon le RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0.8 \% (b \times h) = 0.008 \times (60 \times 60) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximale des armatures en Zone Courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 (60 \times 60) = 144 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximale des armatures en zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 0.06 (60 \times 60) = 216 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors on adopte : } 2 \times 5T16 + 2 \times 6T14 = 38.68 \text{ cm}^2$$

Armature transversale (selon RPA2003) :

$$\Phi \geq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi; \frac{b}{10} \right) = \min(1.71; 1.4; 6) \rightarrow \Phi = 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } T8 = 0.503 \text{ cm}^2$$

- Espacement des cadres : (Arti 7-4-2-1 et 7-4-2-2 RPA 99 v2003)

La valeur maximale est fixée comme suit :

- **En zone nodale (zone II) :**

$$t \leq \text{Min} (10\Phi; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.14; 15)$$

On prend une valeur de $t = 5 \text{ cm}$

- **En zone courante (zone II) :**

$$t \leq 15\Phi = 17.1 \text{ cm}$$

t: diamètre minimal longitudinal

On prend : **t=15cm**

- Longueur de recouvrement:

L40 $\Phi=40 \times 1.14=45.6\text{cm}$

On adopte **L=60cm**

- Vérification à l'ELS :

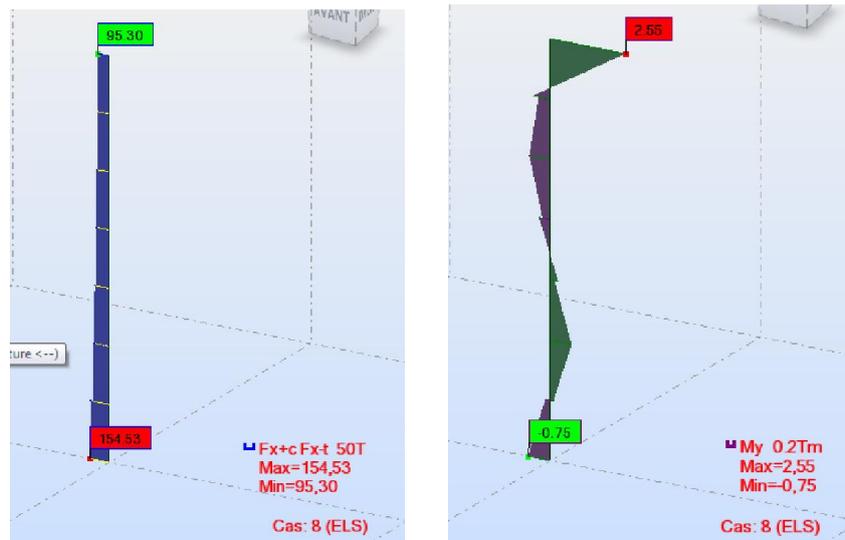


Figure VII.5: résultats des sollicitations du poteau (60x60) à l'ELS (ROBOT AUTODESK)

$$N_s=154.53t \quad M_s=2.55t.m$$

$$e_0 = \frac{2.55}{154.53} \rightarrow e_0 = 0.016523m$$

Section homogène :

$$B_1 = b.h + 15(A_1 + A_2) \rightarrow A_1 = A_2 = 38.68\text{cm}^2$$

$$B_1 = 60 \times 60 + 15(38.68 + 38.68) \rightarrow B_1 = 4760.4\text{cm}^2$$

V_1 et V_2 seront déterminés par l'équation du moment statique par rapport à la fibre la plus comprimée :

$$V_1 = \frac{1}{B_1} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A_2 \bar{c} + A_1 \cdot d) \right] = \frac{1}{4760.4} \left[\frac{60 \times 60^2}{2} + 15(38.68 \times 5 + 38.68 \times 55) \right]$$

$$\rightarrow V_1 = 30\text{cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 60 - 30 \rightarrow V_2 = 30\text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_1(V_2 - c)^2 + (V_1 - \bar{c})^2] \rightarrow I_1 = 1805250\text{cm}^4$$

- **Condition limite :**

1. $e < CL_1$

$$CL_1 = \frac{I_1}{B_1 V_1} = \frac{1805250}{4760.4 \times 30} \rightarrow CL_1 = 12.64 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + (V_2 - h/2) = 1.65 + (30 - \frac{6.9}{2}) \rightarrow e = 1.65 \text{ cm}$$

$$e = 1.65 \text{ cm} < CL_1 = 12.64 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

- **Vérification des contraintes :**

- En béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_s}{B_1}\right) + N_s \cdot e \cdot \left(\frac{V_1}{I}\right) = \left(\frac{154530}{4760.4}\right) + 154530 \times 1.65 \times \left(\frac{30}{1805250}\right) = 36.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

- En acier :

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{N_s}{B_1}\right) - N_s \cdot e \cdot \left(\frac{V_1 - c}{I}\right) = 15 \left(\frac{154530}{4760.4}\right) - 154530 \times 1.65 \times \left(\frac{30 - 5}{1805250}\right) \rightarrow \sigma_s = 48.69 \text{ Mpa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = 48.69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ Avec } T_u = 6.79 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{6.79 \times 10^4}{600 \times 550} = 0.21 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Conclusion :

La section d'armature du poteau (60x60) est suffisante.

2. Ferrailage poteau (50x50) ; (40x40) ; (30x40) : Niveau +0.00 → 30.60m

		c=c' (cm)	d (cm)	B (cm ²)	e ₀ (cm)	I _{poteau} (cm ⁴)	i (cm)	L _f (cm)	λ	e _a (cm)	e ₁ (cm)	M (t.m)	N (t)
ELU	Poteau (50x50)	5	45	2500	0.006	5.2.10 ⁵	14.42	256	17.8	2	0.11	178. 49	2.0
	Poteau (40x40)	5	35	1600	2.30	2.1.10 ⁵	11.46	266	23.2	2	3.13	135. 86	4.3

	Poteau (30x40)	5	35	1200	4.95	$1.6 \cdot 10^5$	11.55	266	23.0	2	4.77	96.4 2	6.9
ELA	Poteau (50x50)	5	45	2500	0.26	$5.2 \cdot 10^5$	14.42	256	17.8	2	0.36	137. 86	2.3
	Poteau (40x40)	5	35	1600	1.39	$2.1 \cdot 10^5$	11.46	266	23.2	2	1.40	100. 71	3.4
	Poteau (30x40)	5	35	1200	4.07	$1.6 \cdot 10^5$	11.55	266	23.0	2	2.86	70.3 4	6.1

Tableau VII.7 : caractéristiques géométriques des poteaux

Section	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A_{\max}^{RPA} (cm ²) Zone courante	A_{\max}^{RPA} (cm ²) Zone recouvrement	Ferrailage longitudinale	
				$A_s^{ad p}$ (cm ²)	choix
Poteau (50x50)	20	100	150	28.4	2(4T16+4T14)
Poteau (40x40)	12.8	64	96	18.48	2(4T14+4T14)
Poteau (30x40)	9.6	48	72	13.76	6T14+4T12

Tableau VII.8: ferrailages des poteaux

Section	Φ (cm ²)	Espacement de Ferrailage transversal	
		ZN (cm)	ZC (cm)
Poteau (50x50)	T8	20	5
Poteau (40x40)	T8	20	5
Poteau (30x40)	T8	20	5

Tableau VII.9 : La section des armatures transversal des poteaux

Section du poteau	T_u (t)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	observation
Poteau (50x50)	7.92	0.35	2.5	CV
Poteau (40x40)	6.55	0.47	2.5	CV
Poteau (30x40)	6.46	0.61	2.5	CV

Tableau VII.10: vérifications spécifiques des poteaux sous sollicitations tangentes

VII.4 Ferraillage des voiles:

Généralité :

1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

3. Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

4. Combinaisons de charges :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$G + Q \mp E \qquad 0.8G \mp E$$

5. Prescriptions imposées par RPA99 :

a) Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux
- dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s \leq 15\text{cm}$).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Règles générales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes:

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus grande valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

6. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

V : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	33,10	31,72	261,46	7,17	5,71	0,44
Nceud	25	73	31	101	95	103
Cas	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
MIN	-17,51	-27,27	20,47	-2,34	-0,22	0,00
Nceud	31	61	83	17	37	43
Cas	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)

Tableau VII.11 : résultats sollicitations des voiles par ROBOT AUTODESK

N=33.10t

M=5.71.m

L=3.0m

e=20cm

1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.2 \times 3^3}{12} \rightarrow I = 0.45 \text{ cm}^4$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{3}{2} \rightarrow V = 1.5 \text{ m}$$

$$s = b \cdot h = 0.2 \times 3 \rightarrow s = 0.6 \text{ m}^2$$

$$\sigma_a = \frac{33.10}{0.6} + 5.71 \frac{1.5}{0.45} \rightarrow \sigma_a = 74.2 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{ compression}$$

$$\sigma_b = \frac{33.10}{0.6} - 5.71 \frac{1.5}{0.45} \rightarrow \sigma_b = 36.13 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{ compression}$$

→ Section entièrement comprimée. Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

Pourcentage minimale selon RPA : Article 7.7.4.3

D'après l'RPA99 version 2003 : $A_{\min} = 0.2\% \cdot e \cdot l$

$$A_{\min} = \frac{0.2 \times 20 \times 300}{100} = 12 \text{ cm}^2$$

Globalement dans le voile :

$$A_{\min} = \frac{0.15 \times 300 \times 20}{100} = 9 \text{ cm}^2$$

Donc si on admet un ferrailage symétrique car le séisme dans chaque sens

$$A_{\text{tot}} = 9 \times 2 = 18.0 \text{ cm}^2.$$

Armature à disposer en zone courante :

$$A_{\text{cor}} = \frac{0.10 \times 20 \times 300}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

Armature à disposer en zone nodales :

$$A_{\text{nod}} = 9 - 3 = 6 \text{ cm}^2$$

Soit sur chaque zone : $A_{\text{nod}} / 2 = 3 \text{ cm}^2$

On adopte : **2T16 = 4.02 cm²**

Longueur de la zone nodale :

$L/10 = 300/10 = 30 \text{ cm}$ on prend 40 cm

$S_t = 40/4 = 10 < 15 \dots \dots \dots \text{ CV}$

Armature disposées en zone courante :

$$A_{\text{cor}} = 6\text{cm}^2 \quad \text{Par face} = 3.0\text{cm}^2$$

Soit On adopte : **2T16 = 4.02cm²**

Soit un espacement :

$$S_t < \min(30, 15.e) = \min(30 ; 1.5(20)) = 30 \text{ cm}$$

On prend : **S_t=20cm**

Armatures horizontales :

Seront calculées selon le pourcentage minimal donné par RPA (2003)

$$A_{\text{horz}} > 0.15\% \times 100 \times e = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3$$

Soit : 1.5 cm² par face

$$2T8 = 1.01\text{cm}^2/\text{ml}$$

Longueur de recouvrement : $40 \varnothing = 40 \times 1.4 = 60 \text{ cm}$

VIII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.2 Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

La surface du bâtiment est égale à : **763.78 m²**

La surface totale des semelles : **687.4 m²**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{763.78}{687.4} = 0.9 > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un

radier général comme fondation de type dalle épaisse enchainée par des poutres transversales et longitudinales. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

1. L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
2. La réduction des tassements différentiels.
3. La facilité de l'exécution.

VIII.3 Radier général :

1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

a. Surface de Contact avec le Sol :

Pour l'instant on admet une surface du radier égale à celle de l'emprise (**687.4m²**).

b. Le centre de gravité du radier :

La forme du radier est simple, pas de décrochement et pas de vide :

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X_G = 13.450 \text{ (m)}$$

$$Y_G = 10.485 \text{ (m)}$$

c. Epaisseur du Radier:

L'épaisseur (E) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1) Condition forfaitaire :

$$E \geq L_{\max} / 10 \text{ (formule empirique)}$$

Avec : L_{max} la distance maximale entre deux files successives

$$L_{\max} = 410\text{m} \rightarrow E \geq \frac{410}{10} = 41\text{cm} \rightarrow \text{on prend } \mathbf{E=60\text{cm}}$$

2) Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b'}} \quad \text{avec : } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

E : module d'élasticité instantané du béton, **E=32456.595Mpa**

K : coefficient de raideur du sol. **K=4000t/m²**

b' : une bande de un mètre de la largeur du radier, **b=100cm**

b : largeur de la nervure du radier.

h : hauteur de la nervure du radier. **h=60cm**

I : l'inertie d'une bande de un mètre de radier,

$$I = \frac{b' \cdot h^3}{12} \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b'}}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \leftrightarrow \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b'}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \dots h \geq \sqrt[4]{\frac{48L_{\max} \cdot K}{E \cdot \pi^4}} \rightarrow h \geq 52.3\text{cm}$$

On prend : **h=120cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \rightarrow 0.3 \times 120 \leq b \leq 0.5 \times 120 \rightarrow 36 \leq b \leq 60\text{cm}$$

On prend : **b=60cm**

Donc on adopte une section de la nervure du radier (bxh)=(60x120).

3) Condition de cisaillement :

On suppose d'abord le diagramme uniforme sous le radier.

$$Q = \frac{N_{\text{service,tot}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{6674.25}{687.4} \rightarrow Q = 9.70\text{t/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad T_X = \frac{Q \cdot l_x}{2 + \rho} \quad T_Y = \frac{Q \cdot l_y}{3} \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 3\text{MPa})$$

Vérification : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Les panneaux	1	2	3	4	5
l_v(m)	2.97	3.5	3.5	3.5	3.5
ρ	1.31	0.85	0.9	0.9	0.85
T_X(t)	11.43	13.95	13.04	13.04	13.95
T_Y(t)	9.60	13.26	11.32	11.32	11.32
τ_u (Mpa)	0.02	0.025	0.02	0.02	0.025
τ̄_u (Mpa)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Observation	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau VIII.1 : vérification de la condition au cisaillement du radier

2. Ferraillage du radier :

a. Principe de Calcul :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis seront les poutres de chaînage reposant à leur tours sur les poteaux, les panneaux seront calculés comme dalles reposant sur 4 coté, la fissuration étant considérée comme préjudiciable.

b. Sollicitation :

La contrainte moyenne :

à l'ELS : $Q_s = 9.70\text{t/m}^2$

à l'ELU : $Q_u = 13.31\text{t/m}^2$

Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot l_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} \quad M_{ty} = 0.85M_{0y}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} \quad M_{ay} = 0.5M_{0y}$$

panneaux		1	2	3	4	5
ELU	μ_x	0.0368	0.0506	0.0456	0.0456	0.0506
	μ_y	1.0000	0.6864	0.7834	0.7834	0.6864
	M_{0x}	7.45	8.25	7.43	7.43	8.25
	M_{0y}	7.45	5.66	5.82	5.82	5.66
	M_{tx}	6.33	7.01	6.32	6.32	7.01
	M_{ty}	6.33	4.81	4.95	4.95	4.81
	M_{ax}	3.72	4.13	3.72	3.72	4.13
	M_{ay}	3.72	2.83	2.91	2.91	2.83

Tableau VIII.2 : sollicitations des panneaux du radier

c. Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$b=100\text{cm} \quad h=60\text{cm} \quad d=55\text{cm} \quad c=c'=5\text{cm}$$

En travée :

$$M_{u,\max}=7.01\text{t.m} \quad \mu=0.0163 \quad \alpha=0.0206 \quad z=54.55\text{cm} \quad A_{s,u}=3.69\text{cm}^2$$

On adopte : **2T14=3.08cm²**

avec un espacement : e=15cm

Sur appuis :

$$M_{u,\max}=4.13\text{t.m} \quad \mu=0.0096 \quad \alpha=0.0121 \quad z=54.73\text{cm} \quad A_{s,u}=2.168\text{cm}^2$$

On adopte : **3T14=3.08cm²**

avec un espacement : e=5cm

e. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W_{\text{batiment}} > \alpha \cdot f_{c28} \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot E \cdot S_{\text{rad}}$$

Avec :

W_{batiment} : Le poids total de la supère structure

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$)

γ_{eau} : Poids volumique de l'eau ($\gamma_{\text{eau}} = 1\text{t/m}^3$)

E : épaisseur du radier

S_{rad} : Surface de la radier

$$\alpha \cdot f_{c28} \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot E \cdot S_{\text{rad}} = 1.5 \times 2.5 \times 1 \times 0.6 \times 687.4 = 1546.65\text{t}$$

$$W_{\text{batiment}} = 2917.134\text{t} > 1546.65\text{t}$$

La condition de l'effet de sous pression est vérifiée, donc il n'ya pas de risque de soulèvement.

f. Vérification des contraintes par rapport à la contrainte du sol :

La vérification : $\sigma_{cal} < \sigma_{sol}$

Combinaisons	N _{totale} (t)	S _{totale} (m ²)	Contrainte correspondante (t/m ²)	Vérifications/ σ_{sol} (t/m ²)	Observation
ELS	6674.25	687.4	9.7	14.5	CV
ELU	9151.81	687.4	13.31	14.5	CV
G+Q+E	6674.25	687.4	9.71	14.5	CV

Tableau VIII.3: vérification des contraintes par rapport à la contrainte du sol

g. Vérification au poinçonnement :

La vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité.[BAE91]

$$\text{voile} \begin{cases} e = 20\text{cm} \\ L = 300\text{cm} \\ N_u = 33.10\text{t} \end{cases}$$

N_u: La charge de calcul obtenue par la combinaison(ELU)

$$N_u \leq 0.045 \cdot P \cdot f_{c28} \cdot E$$

E : épaisseur du radier

P : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$P = 2(L + b + 2 \times E) = 2(4.1 + 0.2 + 2 \times 0.6) \rightarrow P = 11\text{m}$$

$$0.045 \cdot P \cdot f_{c28} \cdot E = 0.045 \times 11 \times 2500 \times 0.6 = 742.5\text{t}$$

$$\rightarrow N_u = 33.10\text{t} < 742.5\text{t} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La condition est vérifiée donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

3. Ferraillage du débord :

b=100cm

h=60cm

d=55cm

L=0.6m

$$Q_u = \frac{13.31\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$M_U = \frac{Q_u l^2}{2}$$

$$Q_s = 9.70\text{t}/\text{m}^2$$

$$M_s = \frac{Q_s l^2}{2}$$

	M(t.m)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)		Espacement (cm)
					A _s ^{cal}	Choix	
ELU	2.4	0.170	0.23	49.84	0.13	T14=1.54	15
ELS	1.75	0.124	0.166	51.35	0.1		

Tableau VIII.4: calcul de ferrailage du débord

4. Ferrailage des nervures :

Toutes les files de rive, se trouvent sous le voile périphérique, donc elles possèdent une rigidité assez grande pour absorber les moments fléchissent longitudinaux, d'où le ferrailage est forfaitaire.

Hauteur de la nervure :

$$L_{max}=4.10m \quad \frac{L_{max}}{9} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{6} \rightarrow 45.56cm \leq h_n \leq 68.33cm$$

On prend : **h_n=120cm**

$$b=60cm \quad h_n=120cm \quad d=115cm$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Section	Sur appuis	En travée
M _u (t.m)	66.61	43.30
μ	0.059	0.038
α	0.076	0.049
Z (cm)	11.49	112.75
A _s (cm ²)	17.17	11.04
A _{adoptée} (cm ²)	5T16+5T12=20.2	5T16+5T12=20.2
A _r (cm ²)	calculée	20.2/4=5.05
	choix	2T12+2T12=4.52

Tableau VIII.5 : tableau récapitulatif des calculs ferrillages de la nervure

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min}=0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 115 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} = 8.33cm^2 < 20.2cm^2 \dots \dots \dots CV$$

b. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{21.7 \times 10^4}{600 \times 1150} = 0.31Mpa < \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots \dots \dots CV$$

d. Section des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(3.42; 6) = 3.42\text{cm}^2$$

On prend : **2T12=2.26cm²**

e. Les espacements :

$$s_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(103.5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend : $s_t = 25\text{cm}$

Bibliographie :

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR** : document technique réglementaire des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Cours :

- Béton armé.....ENTP
- Dynamique des structures.....ENTP
- Résistance des matériaux.....ENTP
- Génie sismique.....ENTP

Logiciels :

- ROBOT AUTODESK.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- WORD 2010.....Traitement du texte
- EXCEL 2010.....calcul

- Mémoire des années précédentes.

1.2 Le réglage des préférences :

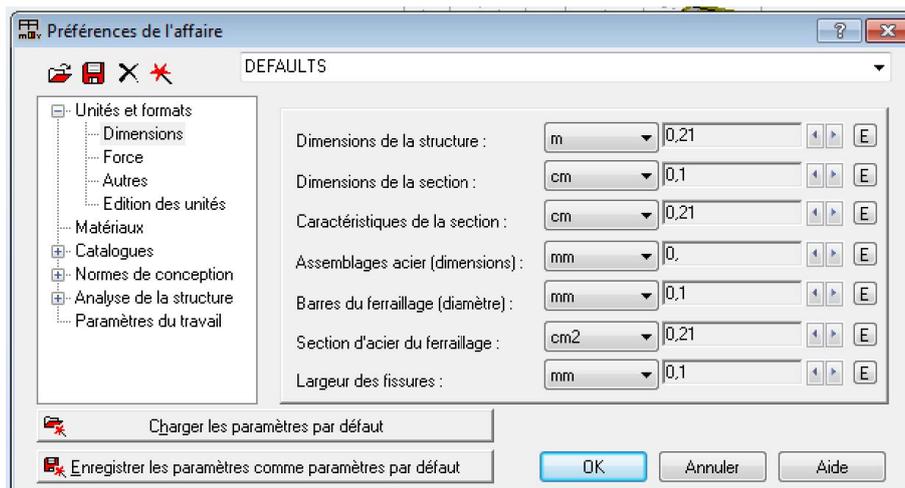
Il est à noter que toutes les langues ne sont pas accessibles dans la version de base, il s'agit de modules de langues supplémentaires que vous pouvez acquérir.

- Les préférences de l'affaire :

Les préférences de l'affaire nous permettent de changer le fond de notre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

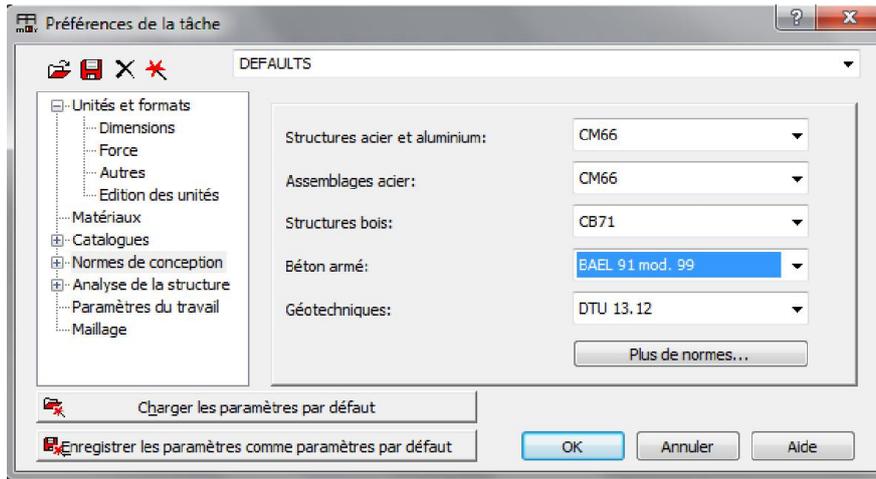
- Réglage des unités :

Les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique de la charpente métallique. Elles sont parfois différentes des unités « légales » (Système International SI), ces dernières étant dans certains cas inadaptées, car disproportionnées par rapport aux ordres de grandeur des valeurs couramment rencontrés.



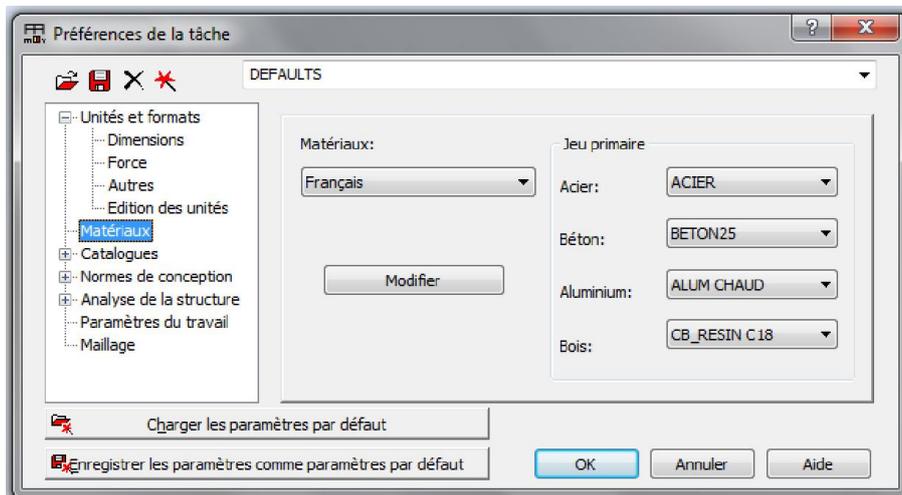
- Réglage des normes :

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après



- **Matériaux :**

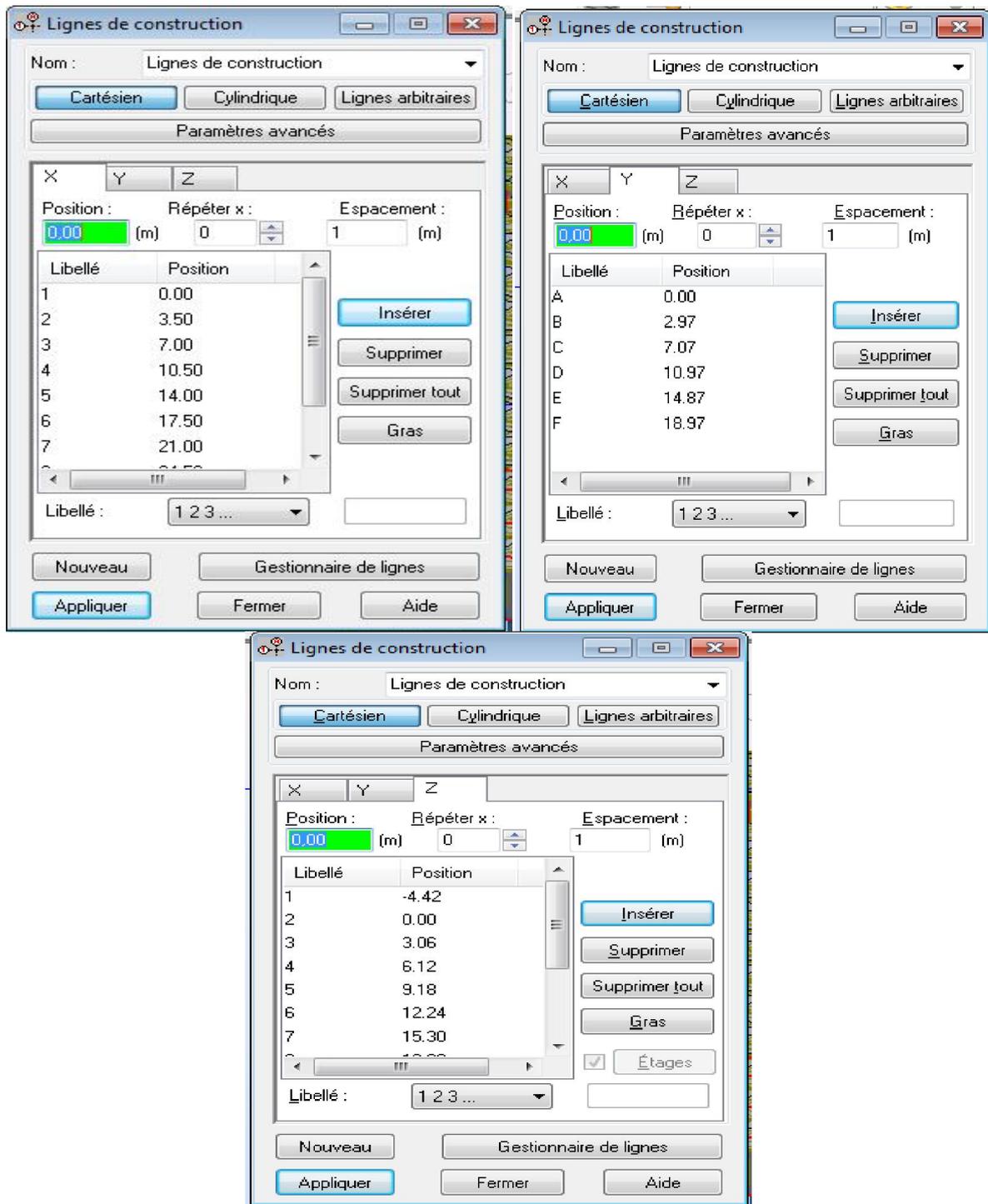
La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :



1.3 Lignes de construction :

On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique

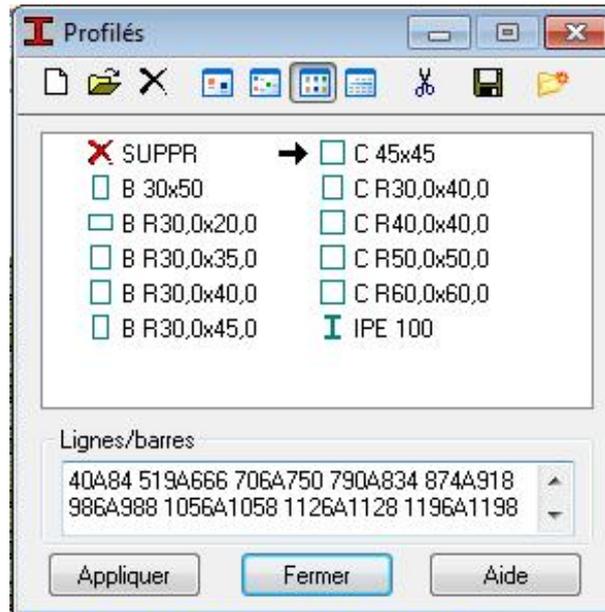
sur l'icône  pour introduire les lignes qui représentent les axes de la structure (X, Y et Z).



1.4 Définition de la section :

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur

l'icône profilé 

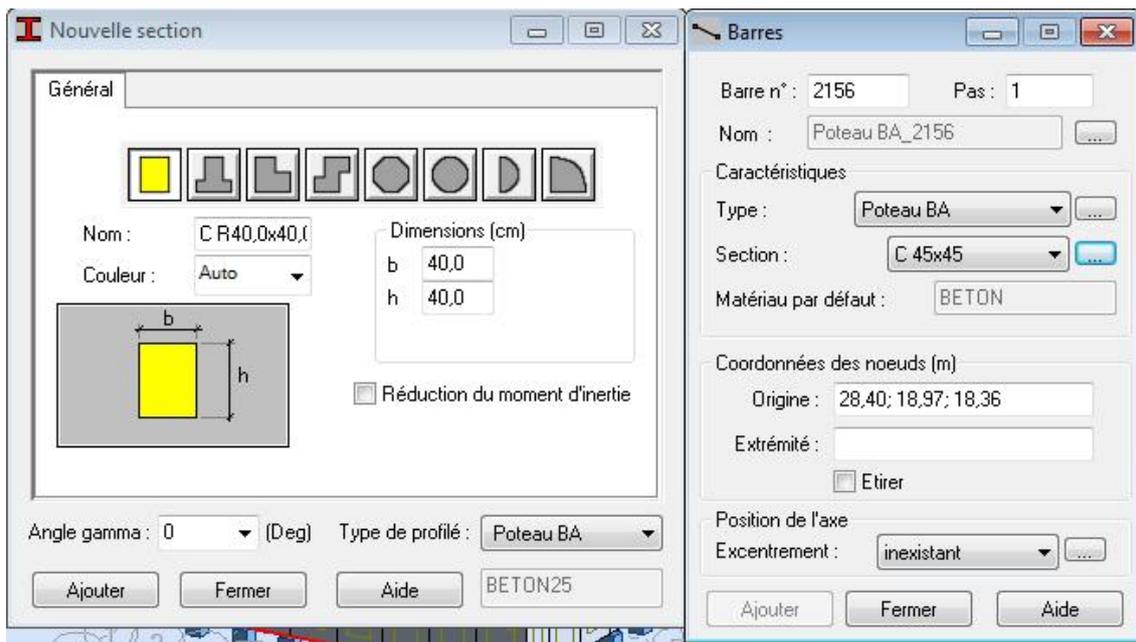


On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :

On choisit d'abord le type de la section (poteau, poutre...) par un click sur l'icône **type du profilé**, après on saisit le nom et les dimensions de la section.

Sans oublier de faire un click sur le bouton **Ajouter** pour chaque section.

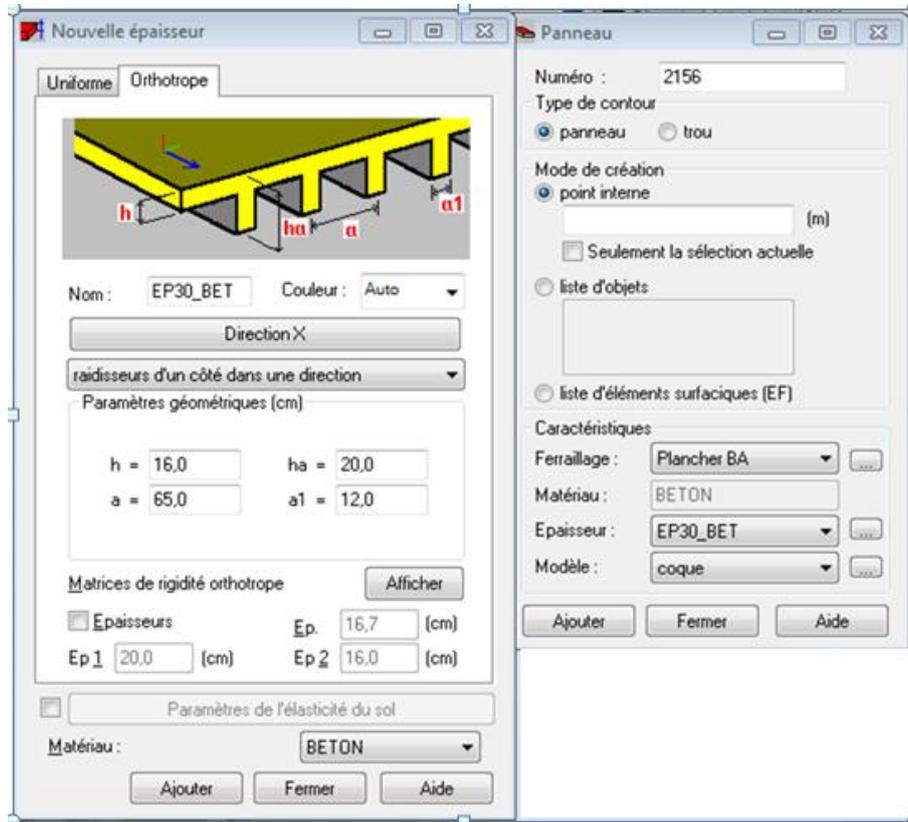
Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre**  pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure :



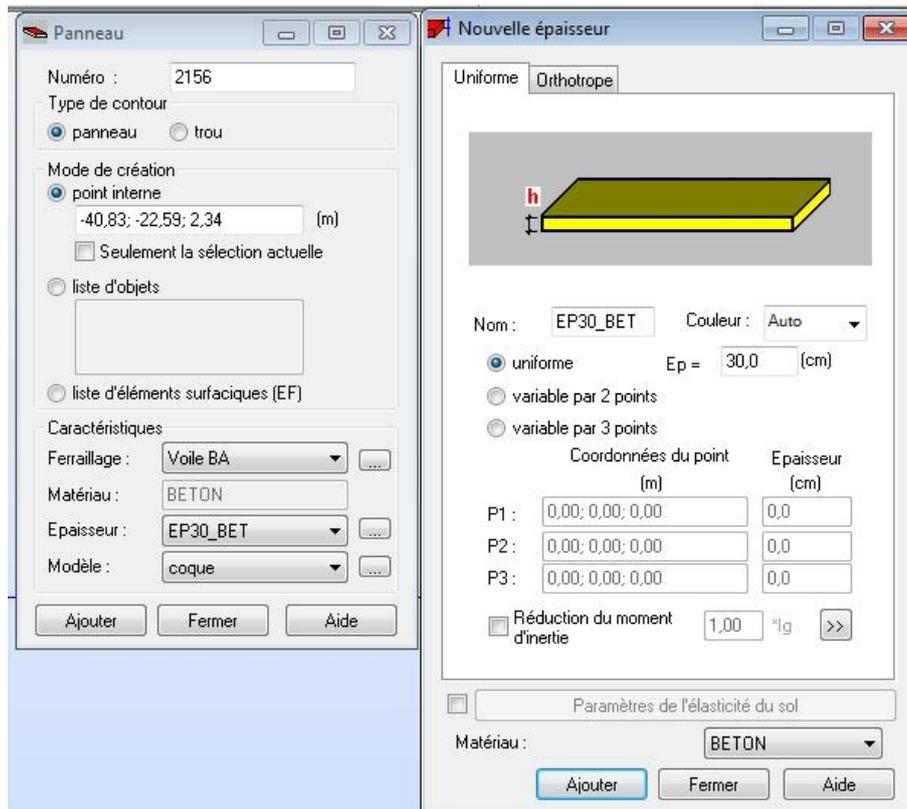
1.5 Définir les planchers :

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône

panneaux  pour définir le type de ferrailage (plancher B.A)



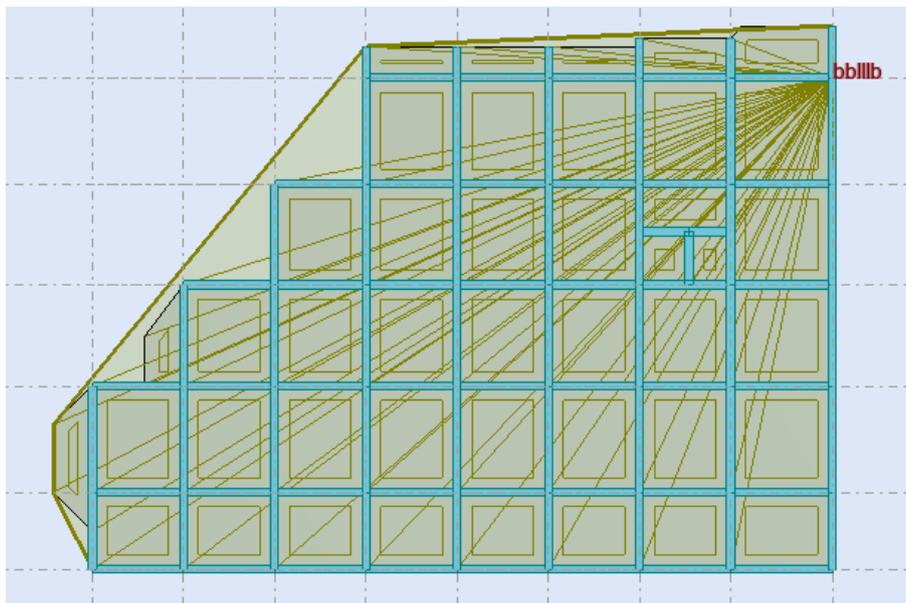
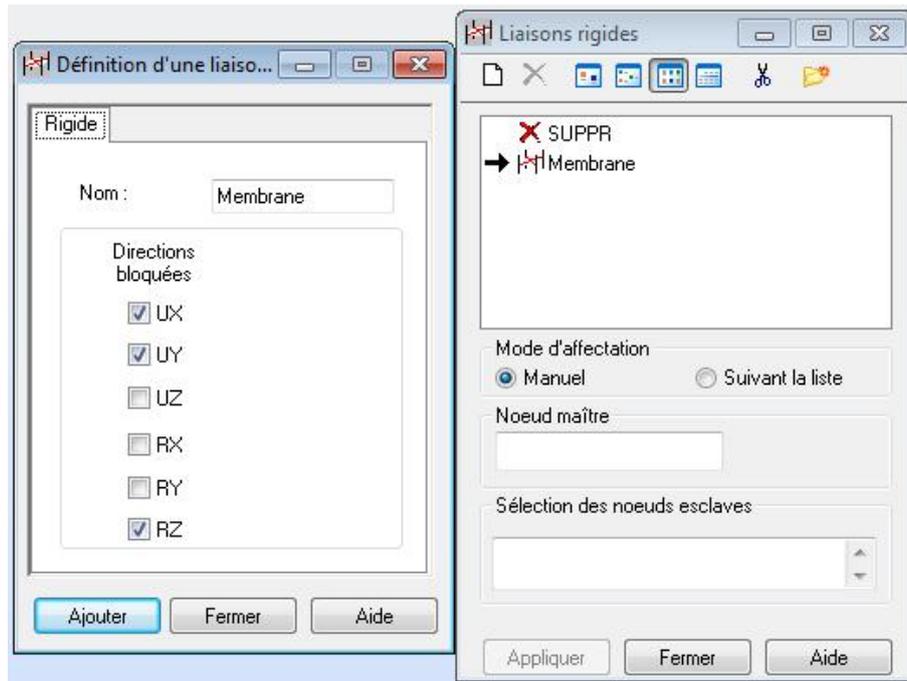
Pour les balcons et les voiles ; on fait les mêmes étapes avec les modifications d'épaisseur,



1.6 Définition des liaisons rigides :

On va au menu **définition de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigides**  la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

On clique sur l'icône **définir une nouvelle liaison rigide** et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître et les nœuds esclaves.



1.7 Définition des charges :

On clique sur l'icône cas de charge  pour définir la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit ça dans la liste nature

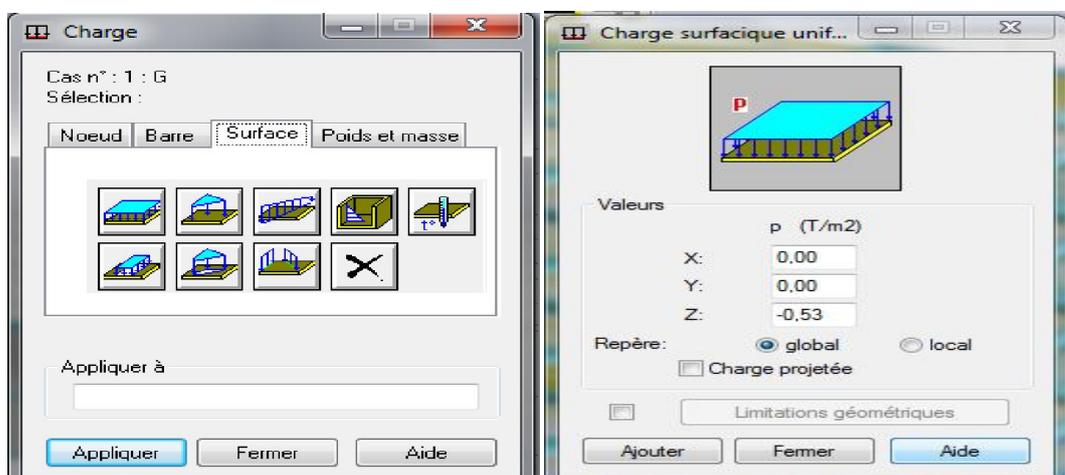


Après avoir sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton **nouveau** pour ajouter le cas de charge.

- **Saisir la valeur de la charge :**

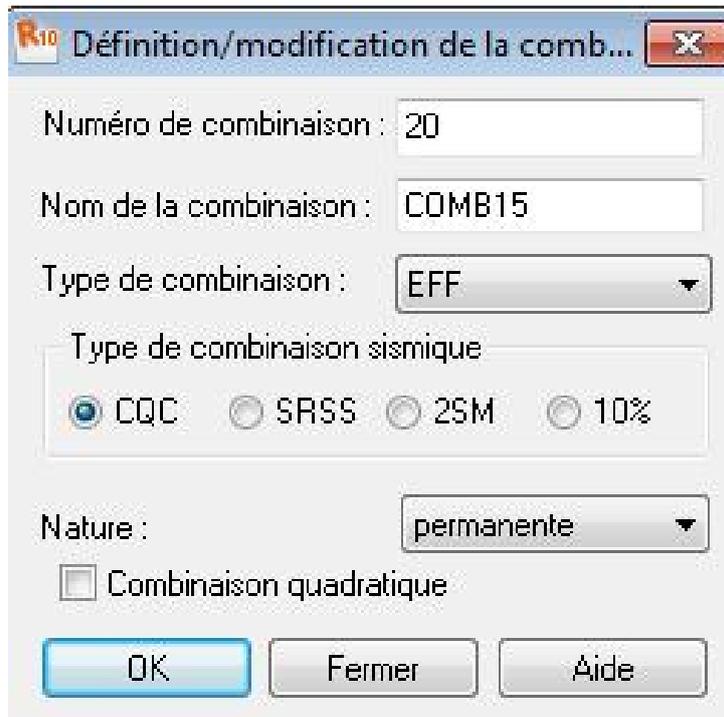
Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur notre structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue suivante va apparaître :

On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge surfacique) une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pou appliquer la charge



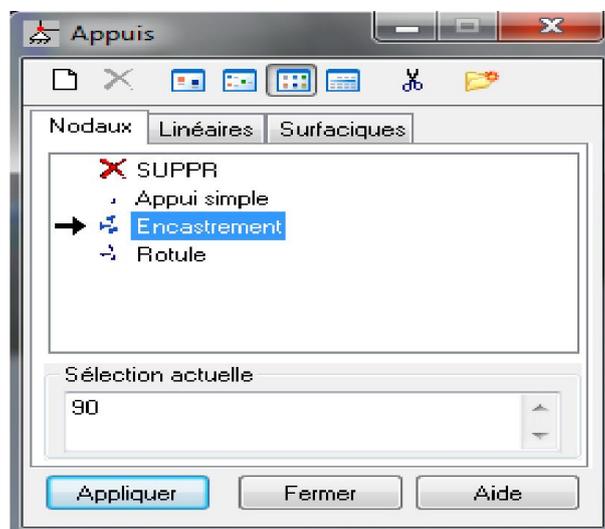
- **Combinaisons des charges :**

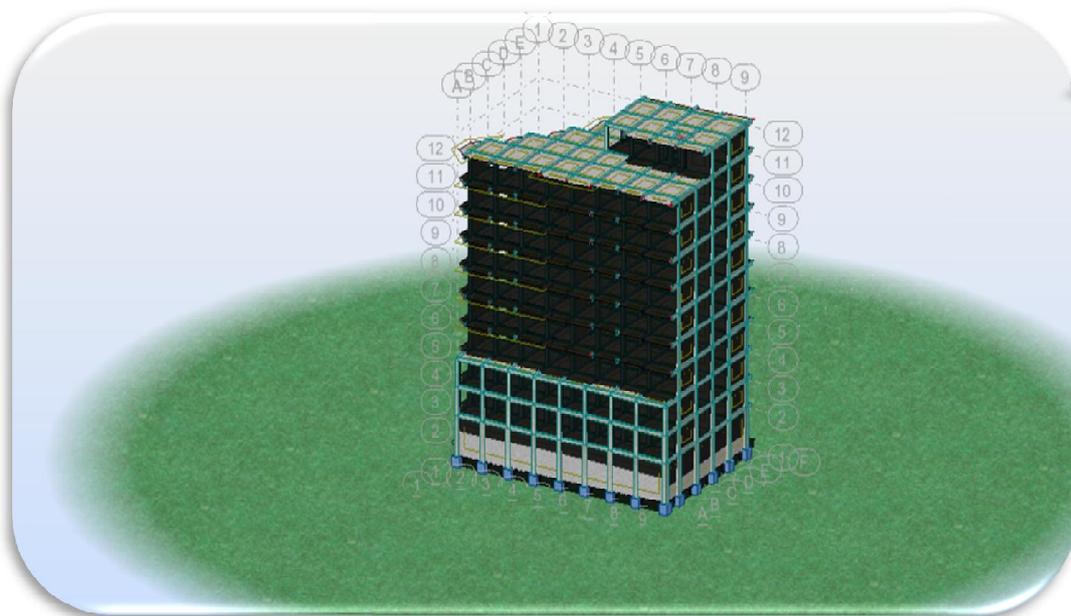
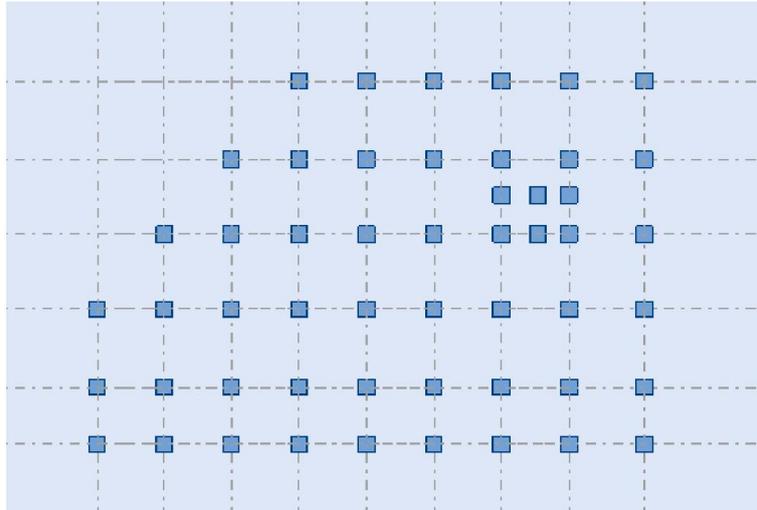
A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu **charges/combinaisons manuelles** une [fenêtre 1] apparaîtra pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton ok pour afficher la fenêtre.



1.8 Les conditions aux limites :

Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône  dans le menu vertical.





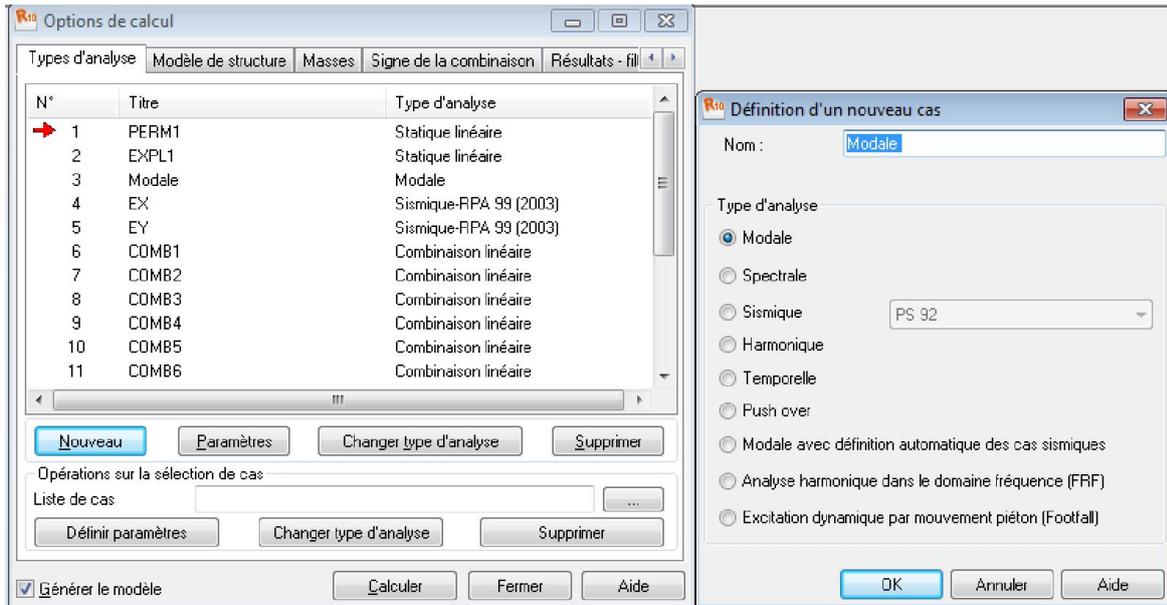
2. Type d'analyse :

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types : **(L'analyse modale et l'analyse sismique)**.

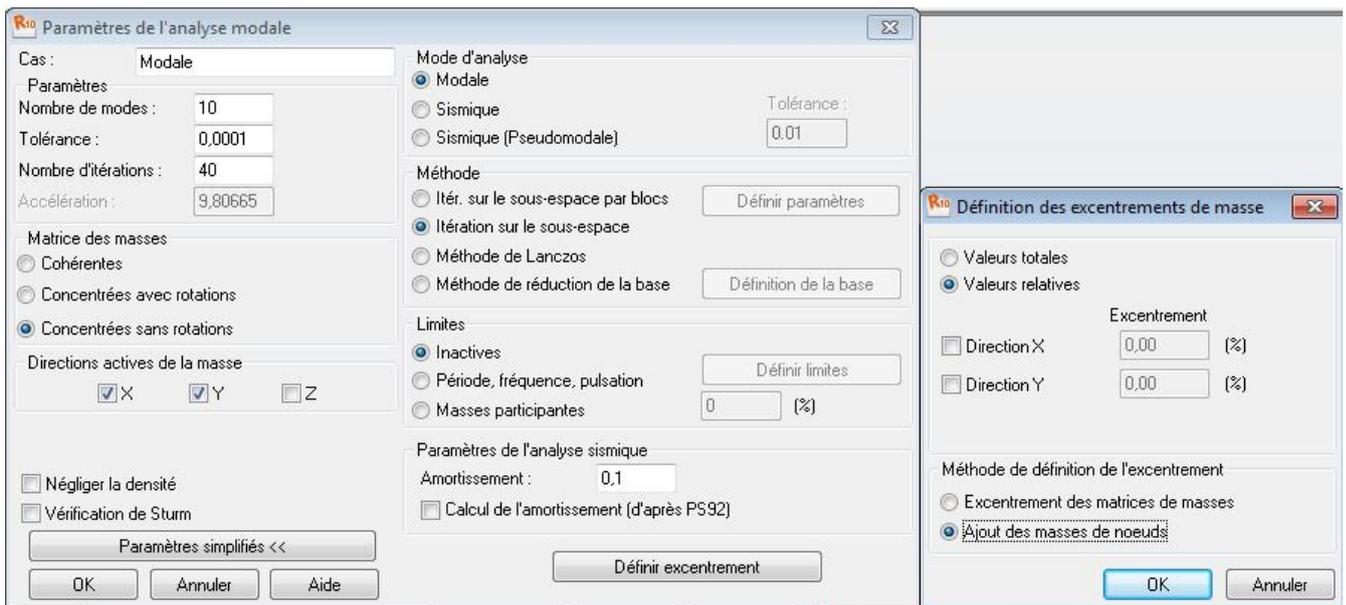
2.1 Analyse modale :

On clique sur le bouton **analyse** dans le menu pour définir le type d'analyse

On clique sur **Nouveau** pour choisir le type d'analyse (modale)

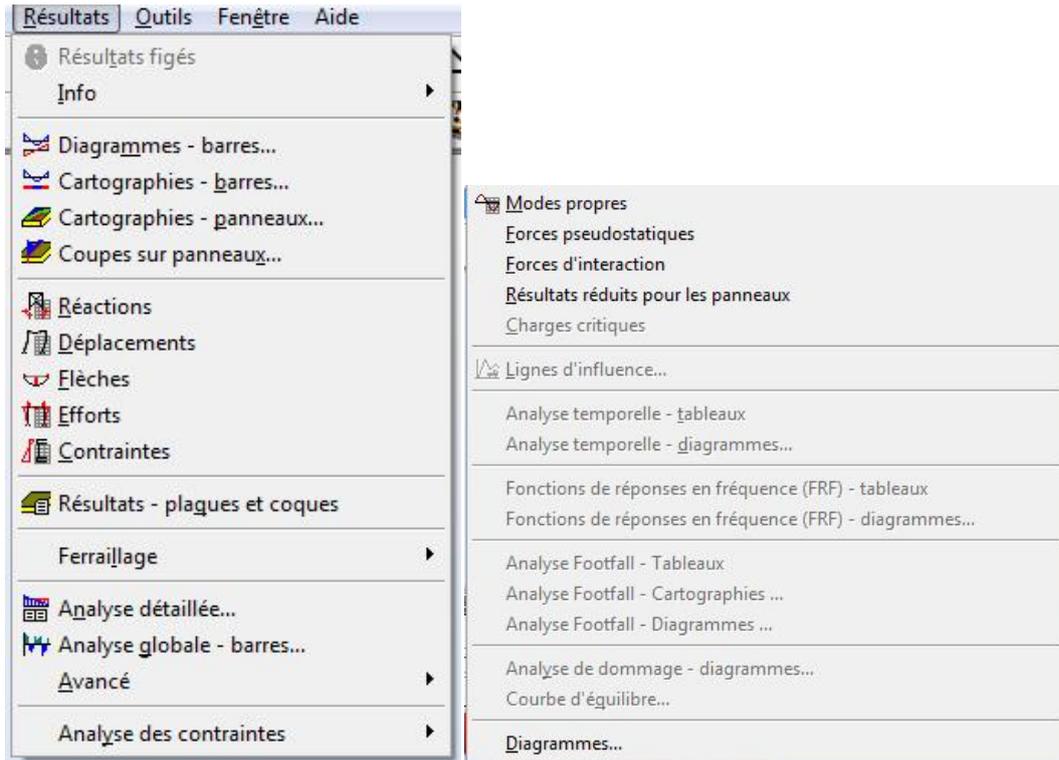


On clique sur définir l'excentrement pour modifier les excentrement des masses, on coché l'icône de **valeurs relatives**



On va saisir le nombre modes de notre structure 10 modes et la matrice des masses (concentrée sans rotation), et l'amortissement 10% (système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction) et on clique su **OK**.

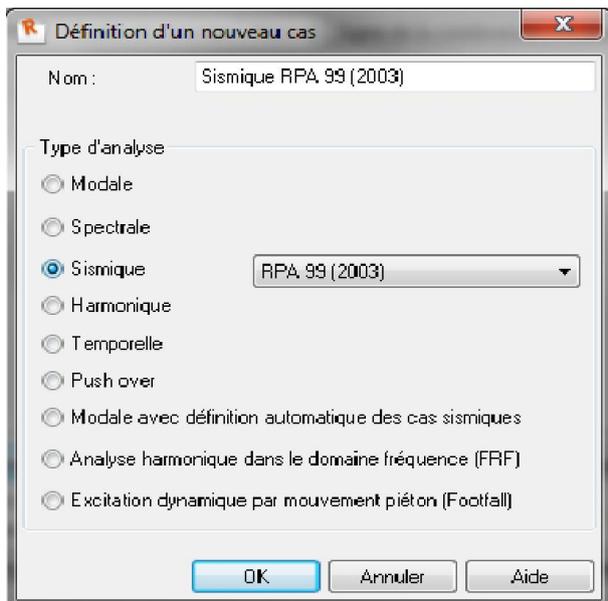
Pour le cas charge **modale**, on clique sue l'icône **résultats** puis on clique sur **Avancé**, en suite sur l'icône **modes propres**, et on va lancer le calcul.



Le tableau suivant donne les résultats de l'analyse statique sous le cas chargement modale.

2.2 Analyse sismique :

On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique sur **nouveau** et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**.



On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité.

❖ Combinaisons d'action sismique :

1/EX 2/EY 3/G+Q+EX 4/G+Q-EX 5/G+Q+EY 6/G+Q-EY

7/0.8G+EX 8/0.8G-EX 9/0.8G+EY 10/0.8-EY

11/G+Q+1.2EX 12/G+Q-1.2EX 13/G+Q+1.2EY 14/G+Q-1.2EY

3. Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on

cliquant sur le bouton  **calculer** dans le menu.

Note de calcul:

Propriétés du projet: **Structure**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 16.283 (m)

Y = 9.702 (m)

Z = 11.126 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 385399.685 (t.m²)

Iy = 510342.310 (t.m²)

Iz = 303994.241 (t.m²)

Masse = 2917.134 (t)

Description de la structure

Nombre de nœuds: 14940

Nombre de barres: 1387

Éléments finis linéiques: 5562

Éléments finis surfaciques: 14411

Éléments finis volumiques: 0

Nbre de degrés de liberté stat.: 89328

Cas: 20

Combinaisons: 14

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : pp
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

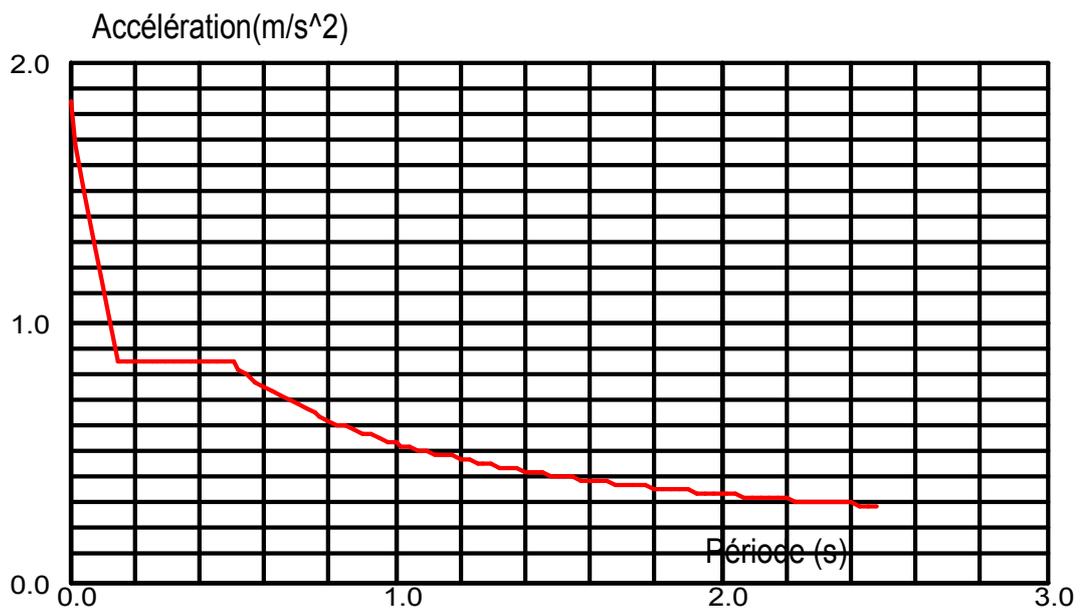
Données:

Mode d'analyse : Modal
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 30
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000



Données:

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement:		5.000
Amortissement	:	x=10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement: $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : EY

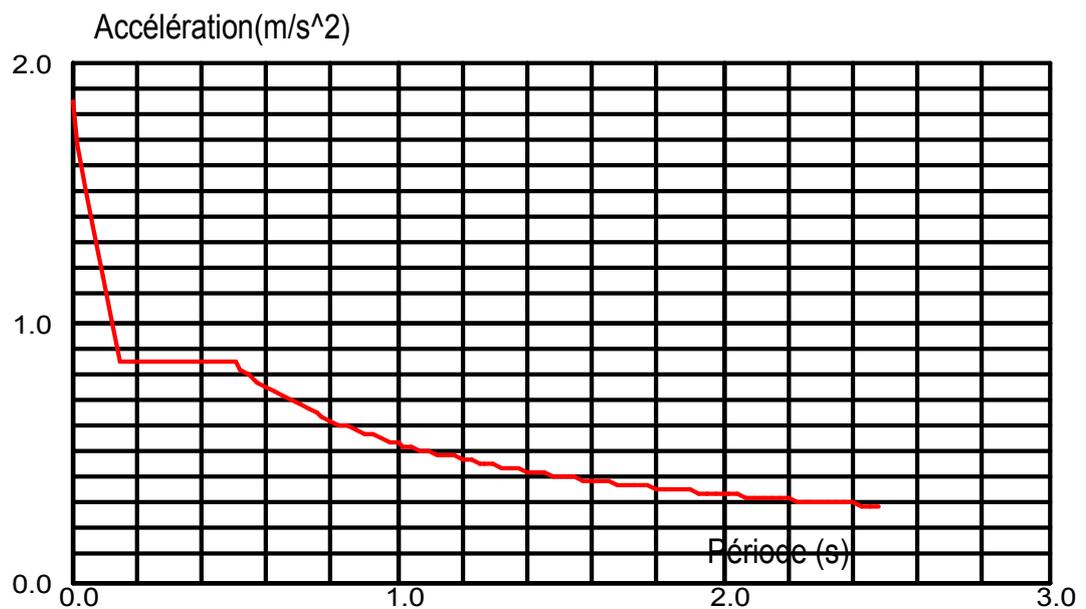
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone	:	IIa
------	---	-----

Annexe

Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	5.000
Amortissement	:	x= 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement: $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 7 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12: G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13: G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14: 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15: 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16: 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17: 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+Q+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+Q-1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20: G+Q+1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 21 : G+Q-1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

B. Paramètres d'une étude sismique et dynamique :

- **Coefficient d'accélération de zone : A**

Le coefficient d'accélération de la zone A est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Ver.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Groupe	zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- **Coefficient de comportement global de la structure : R**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement portiques et des voiles: **R= 5**

	catégorie	Description du système de contreventement	R
<u>A</u> Béton armé	1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
	1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
	2	Voiles porteurs	3,5
	3	Noyau	3,5
	4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
	4b	Portiques contreventés par des voiles	4
	5	Console verticale à masses réparties	2
	6	Pendule inverse	2
<u>B</u> Acier	7	Portiques autostables ductiles	6
	8	Portiques autostables ordinaires	4
	9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
	9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
	10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
	10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
	11	Portiques en console verticale	2
<u>C</u> Maçonnerie	12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<u>D</u> Autres systèmes	13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
	14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
	15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
	16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
	17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

- **Le pourcentage d'amortissement critique ξ :**

Le pourcentage d'amortissement critique ξ en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

A partir de RPA 99/VERSION 2003, ξ est donné par le tableau suivant

Remplissage	portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
dense	7	5	

- **La période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

1. **La formule empirique :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

2. **2^{ème} formule :**

$$T = \frac{0.09 h_N}{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

3. **la formule de RAYLEIGH :**

$$T = 2\pi \frac{\sqrt{\sum_i^n W_i \delta_i}}{g(\sum_i^n f_i \delta_i)}$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : Flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

- Version simplifiée de la formule de RAYLEIGH :

$$T = 2\sqrt{\delta_N}$$

δ_N : Flèche horizontale au sommet du bâtiment, mesurée en mètres, due aux forces gravitaires appliquées horizontalement.

- **Périodes Caractéristiques:**

T₁; T₂ : périodes caractéristiques associée à la catégorie de site (tableau 4.7)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

- **Les critères de qualité q :**

Les critères de qualité **q** à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

- système de portiques :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- système de voiles :

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

4. Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Critère q	Observé	Non/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution 0	0	0,1

- **Coefficient de pondération β** :

Le coefficient de pondération β est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60