

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

د خيضر-
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدني
2018 /.....:



Mémoire de Master

Spécialité : génie civil

Option : structure

Thème :

**Eude d'un bâtiment (R+8) avec un
système de contreventement Mixte**

Etudiant:

Barbari soumia

Encadreurs:

Dr. Hachmi Samia

Promotion: Juin 2018

Remerciement



*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont a
Dieu le tout puissant qui nous a donne la force, la patience, le
Courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération
Particulière que nous remercions notre promoteur :*

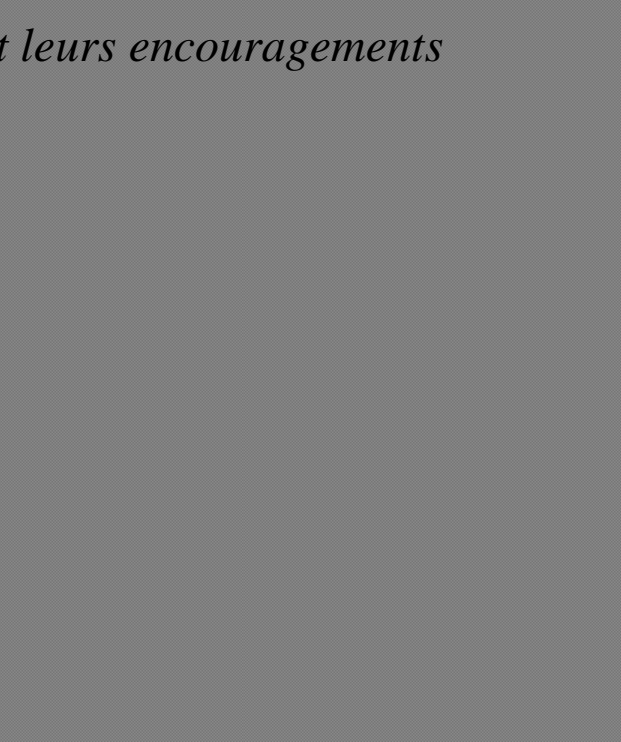
*Dr : **HACHEMI SAMIA** ... pour la sollicitude avec laquelle
il a suivi et guide ce travail.*

*Tous les enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont
contribué à notre formation, et remerciements spéciaux pour :*

Mr , LAAMOURI BACHIR

sa confiance et son soutien pour moi.

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs
patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements*





Dédicace

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à : Ma très chère **mère**, qui m'a guide durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été a mes cotes et ma soutenu durant toute ma vie, ma maire qui a sacrifie toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci **ma mère**. Ma très chère sœur, qui m'a tant aidé avec son soutient, elle est ma source de courage et de patience à qui j'exprime toute ma reconnaissance.

Je remercie mes chers frères de m'avoir toujours soutenu en tout temps.



Résume

Ce projet présent une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+8**) contreventement mixte , implanté à la wilaya de Annaba. Cette région est classée en zone Iia (moyenne sismique) selon le **RPA99 version 2003**.

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

La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère ,balcon, et plancher)

En fin on va faire une étude dynamique de la structure avec le logiciel **ROBOT**, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminer le travaille avec une conclusion générale.

الملخص

بصدد إعداد مذكرة التخرج قمنا بدراسة مفصلة لبناية سكنية 8 + طابق أرضي في ولاية

. **RPA 99 version V 2003**

الزلزالية

II a

في هذه المذكرة استعملنا القوانين الجديدة مثل ال **RPA 99 version V 2003** و ال **BEAL91** جزأين :

وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد البناية

و ثم تحديد الحمولات المطبقة على البناية كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية

في الأخير سنستعمل برنامج **ROBOT** للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الأجهادات المختلفة للبناية وفي الأخير سننهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل

SOMMAIRE

Chapitre I : GENERALITES ET DEFINITIONS :

I-1- Présentation de l'ouvrage.(1)

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT :

II-1- Pré dimensionnement des éléments.(5)

II-2- Charges permanentes et surcharges d'exploitation.(10)

II-3- Descente des charges.(15)

Chapitre III : LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

III-1- L'acrotère. (22)

III-2- Les planchers.(29)

III-3-Balcon (40)

III-4- L'escalier.(45)

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV-1- Centre de masse. (64)

IV-2- Centre de torsion. (77)

IV-4- Calcul de l'action sismique. (82)

IV-5- Stabilité de l'ouvrage au renversement. (93)

IV-10- étude des charges horizontaux(97)

Chapitre V : FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE

V-1- Ferrailage des poteaux.(105)

V-2- Ferrailage des poutres. (115)

V-3- Ferrailage des voiles.(123)

Chapitre VI : FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1- Ferrailage des fondations.(129)

Conclusion .

Bibliographie .

INTRODUCTION GENERALE

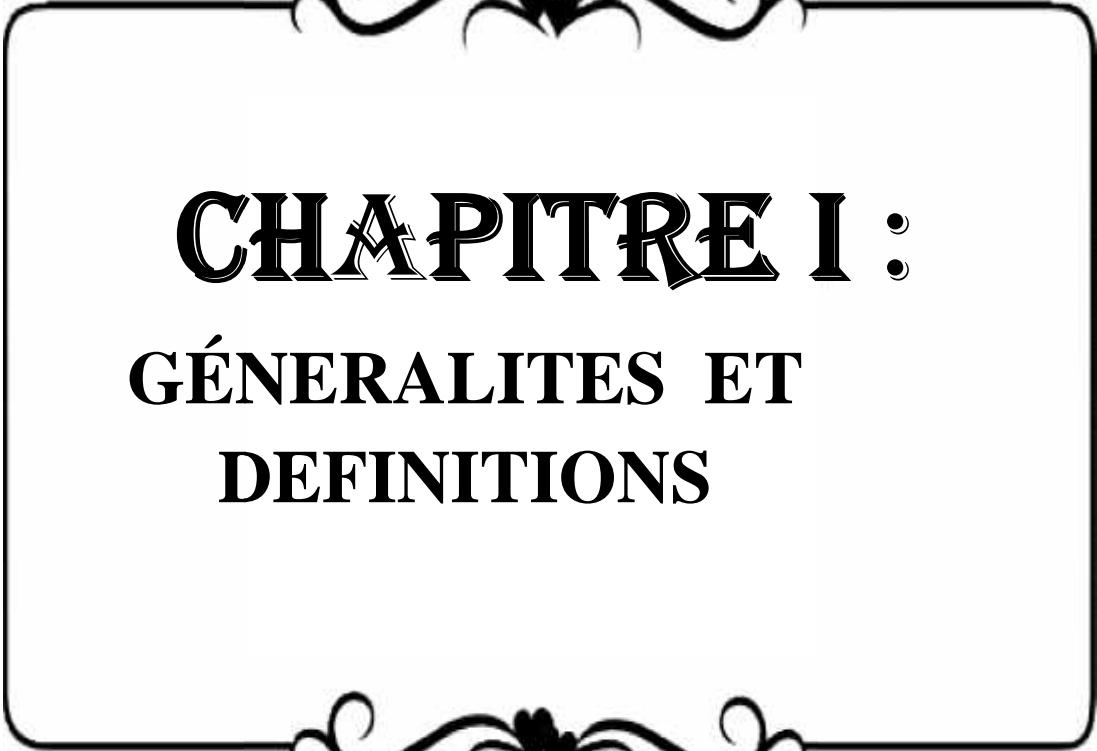

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux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

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leurra fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques 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 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 être endommagée par des événements, tels que : les chocs ou on autre phénomène.
- ❖ Elle doit résister 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 les 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 conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.



CHAPITRE I :
GÉNÉRALITES ET
DEFINITIONS



I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, contreventé par portiques et voiles en béton armé. Cet ouvrage sera implanté dans une région classée en zone **Ila** (wilaya de Annaba) de moyenne sismicité selon la parasismique Algérien (RBA 99 version 2003).

I.2. Caractéristiques géométriques

On va étudier un bâtiment constitué de :

R.D.C d'une hauteur d'étages de	$h = 3.06 \text{ m}$
Hauteur totale de bâtiment avec l'acrotère	$H = 28.14 \text{ m}$
Longueur totale de Bâtiment	$L = 20.70 \text{ m}$
Largeur totale	$B = 17.80 \text{ m}$

I.3. Règles de calcul

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

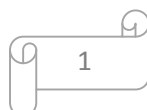
- ✓ Régles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC2.2).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- ✓ **I.4. Caractéristiques des matériaux**

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton Armé = Béton + Aciers

I.4.1 Béton

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables des granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.



I.4.1.1 Résistance Caractéristique en compression f_{cj}

$$f_{cj} = [J / (4.76 + 0.83J)] f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} < 40 \text{ Mpa, pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1.40 + 0.95J)] f_{c28} \quad \text{si} \quad f_{c28} > 40 \text{ Mpa, pour } J > 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$J = 28 \text{ jours, } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I.4.1.2 Résistance Caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours et est conventionnellement définie

Par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.6 f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \text{si} \quad f_{tj} < 60 \text{ Mpa.}$$

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

I.4.1.3 Déformation Longitudinale du béton

- E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- E_{vj} : Le module de déformation différée à j jour, qui permet de calculer la déformation

Finale du béton

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

I.4.1.4 Coefficient de poisson

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}} = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$\nu = 0$: pour calcul des sollicitations E.L.U

$\nu = 0.2$: pour calcul des déformations E.L.S

I.4.1.5 Diagramme Déformation –contrainte Du Béton (parabole-rectangle)

Pour la vérification à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole –rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

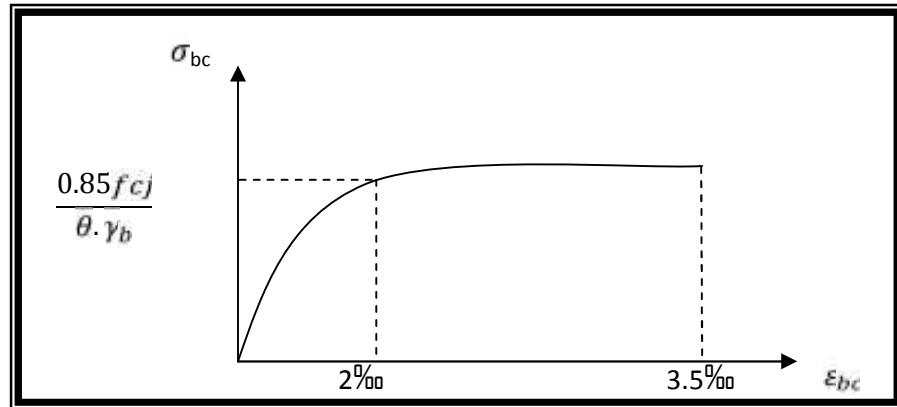


Fig.I.1 diagramme déformation-contraainte du

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$pour les autres cas.

Le coefficient θ est fixé à 1 puisque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h.

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \overline{f}_{bc} = 18.50 \text{MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \overline{f}_{bc} = 14.20 \text{MPa}.$$

I.4.2 Acier

Les aciers que nous avons utilisés dans notre projet sont:

- ✓ Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- ✓ Les ronds lisses, de nuance FeE 235.
- ✓ Treillis soudés en fils lisse TL520.

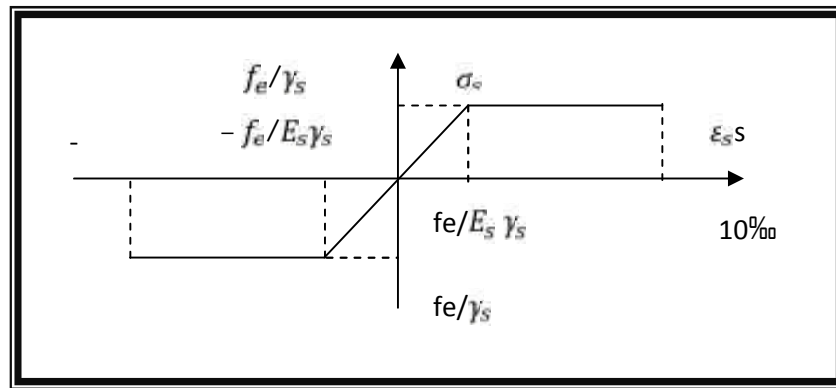


Fig I.2 diagramme déformation-contrainte d'acier.

I.2.1. Diagramme Déformations-Contraintes

f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisée.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité γ_s .

Avec : $\gamma_s = 1$ Pour les situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ Pour les autres cas.

I.2.2. Contrainte limite

E.L.U

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \gamma_s = 1 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

$$\gamma_s = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad (f_e = 400 \text{ MPa}).$$

E.L.S

- Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant $\bar{\sigma}_s$

- Si la fissuration est préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{y f_{tj}}\right) (\text{MPa}) .$$

: Un coefficient numérique dit coefficient de fissuration.

=1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses

=1,6 pour les armatures à haute adhérence ($\geq 6\text{mm}$).

=1 $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 156.67 \text{ MPa}$ (RL).

=1.6 $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ (HA).

-Si la fissuration est très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{y f_{tj}}\right)$

=1 => $\bar{\sigma}_s = 130.42$ MPa (RL).

=1.6 => $\bar{\sigma}_s = 150$ MPa (HA).



CHAPITRE II :
PRE-DIMENSIONNEMENT

II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99 version 2003 et BAEL83.

II.2. Les poutres

II.2.1 Poutres principales (transversales)

Condition de la portée :

$$H = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L max la plus grand portées, $L_{\max} = 8.30$ m

$$H = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 405 = (55.33 \div 83) \text{ cm}$$

On prend : $h = 40$ cm

La longueur de la poutre suivant cette condition :

$$B = (0,3 \div 0,6) h$$

$$B = (0,3 \div 0,6) 40 = (12 \div 24) \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm

Condition RPA.99

$$B \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.3 < 4 \quad (\text{c.v})$$

$$B_{\max} = 1,5h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

toutes les conditions sont vérifiées. Alors on prend les dimensions des poutre transversales.

$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

II.2.2 poutres secondaire (longitudinales)

Conditions de la portée :

$$H = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} ; L_{\max} = 7.35 \text{ m.}$$

$$h = (49 \div 73.5) \text{ cm}$$

on prend : $h = 35$ cm

$$b = (0,3 \div 0,6) h = (10.5 \div 21) \text{ cm}$$

on prend : $b = 30$ cm

condition de RPA.99

$$B \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \quad (\text{c.v})$$

$$B_{\max} < 1,5h + b1 = 82.5 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 82.5 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

Toutes les conditions de vérification sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3. Les poteaux

On prend initialement les dimensions suivantes de la section de la section du poteau qui seront vérifiées par la suite .

On prend :

$$b_1=30 \text{ cm} ; h_1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour RDC jusqu'à 4}^{\text{ème}} \text{ étage.}$$

$$b_1=40 \text{ cm} ; h_1 = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour 5,6,7,8 étage}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 40 \text{ cm} > 266/20 = 13.3 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

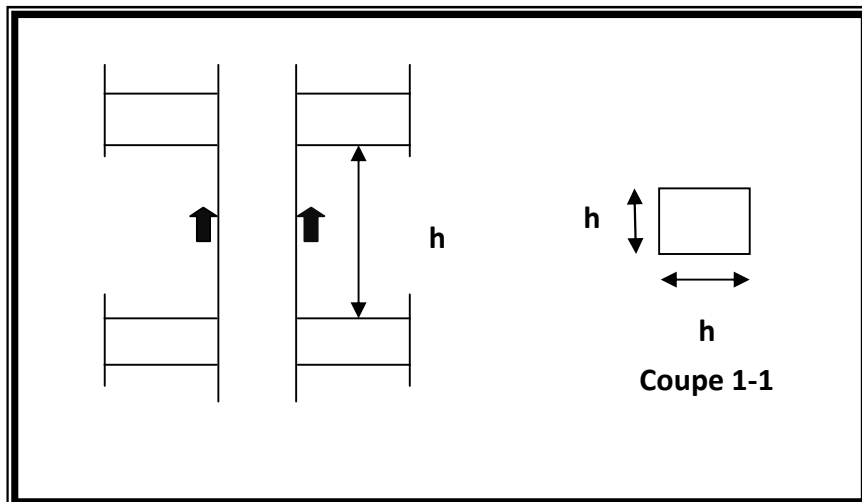


Fig . II.1 Coffrage des poteaux .

II.4. Les planchers

II.4.1 Planchers à corps creux

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour

$$\text{les quelles : } \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5}$$

h_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression)

l_x : est la plus grande portée parallèle au poutrelles .

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{22.5}$$

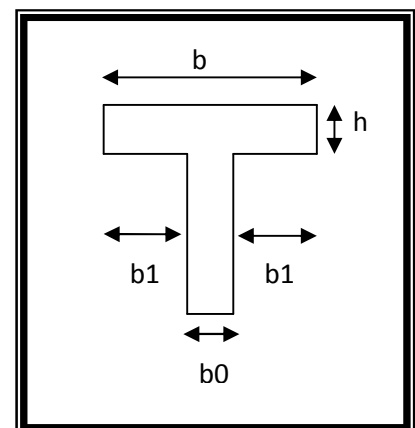


Fig . II.2 poutrelle

$$L_x/22.5 = 4,05 / 22.5 = 18 \text{ cm} \quad h_t > 18 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_t = 20 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm hauteur de la table de compression} \\ 16 \text{ cm hauteur du corps creux} \end{array} \right.$$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles

L'hourdis choisi est normalisé, il est 16 cm de hauteur et 55 cm de longueur.

$$b_1 = \min \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives ($L_n = 55 \text{ cm}$).

L : la longueur de la nervure ($L_{\max} = 405 \text{ cm}$).

$$b_1 = \min 27.5 \text{ cm} ; 40.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b_1 = 27.5 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}.$$

II.4.2 Plancher à dalle pleine

le pré dimensionnement de la dalle pleine se fait selon les conditions suivants :

résistance à la flexion :

type de panneau : $L_x = 1.20 \text{ m}$, $L_y = 4.45 \text{ m}$.

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{120}{20} = 6 \Rightarrow \text{ la dalle reposant sur seul appuis.}$$

On prend : $h_t = 14 \text{ cm}$.

II.5. Les voiles

D'après (RPA.99 version 2003).

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$L \geq 4a$$

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étagée et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

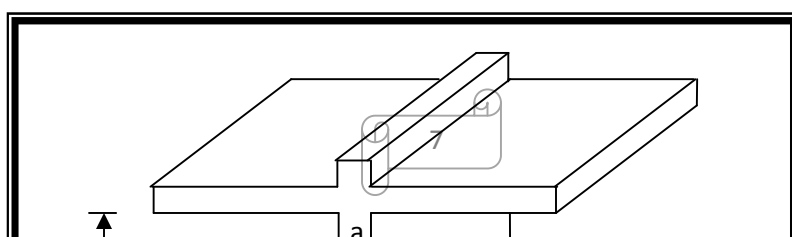
$$h_e = 3.06 - 0,40 = 2,66 \text{ m (Cas le plus défavorable : voile R.D.C)}$$

$$a \geq h_e / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm} ; \text{ On prend : } a = 20 \text{ cm}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de : $e = 15 \text{ cm}$.

$$L_{\max} = 235 \text{ cm}$$

$$4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4a \dots\dots\dots \text{ C.V}$$



—

Fig . II.3 les violes**II.6. Les escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

Pratiquement : * la hauteur h : 14 cm h 18 cm.

* la largeur g : 24 cm g 32 cm.

On prend : h = 17 cm et g = 30 cm.

La formule très empirique qui les lie est : (**Formule de BLONDEL**)

* 59cm 2h + g 66 cm

* 2.h+g = (2×17) +30 =64 cm ⇒ 59 64 66 (c.v)

Le nombre des marches : n = H / h

$$n = 306 / 17 = 8.$$

Longueur de la volée :

* **type (a) :** $L = (n-1) g = (7-1) \times 30 = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}$

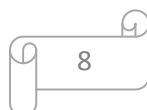
* **type (b) :** $L = (n-1) g = (4-1) \times 30 = 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$D'où : e = \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \cdot L_{\max}$$

$$L = l' + l_{\text{palier de repos}}$$



$$* \text{ type (a): } l' = \sqrt{1^2 H^2} = \sqrt{(210)^2 + (128)^2} = 245,93 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}} = 245,93 + 120 = 365,93 \text{ cm.}$$

$$* \text{ type (b): } l' = \sqrt{(64)^2 + (90)^2} = 110,44 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}(1)} + l_{\text{palier}(2)} = 110,44 + 160 + 155 = 425,44 \text{ cm}$$

Donc $L_{\text{max}} = 425,44 \text{ cm.}$

$$e = \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \cdot 425,44 = 14,18 \div 21,27$$

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

Condition de dégagement rapide des escaliers

Soit un emmarchement : $E = 1,20 \text{ m.}$

III.1 CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION

III.1.1 Planchers

III.1.1.1 Plancher terrasse non-accessible

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

1- Protection en gravillon.

2- Etanchéité multicouche.

4- Isolation thermique.

3- béton de pente.

5- dalle en corps creux.

6- Enduit en plâtre.

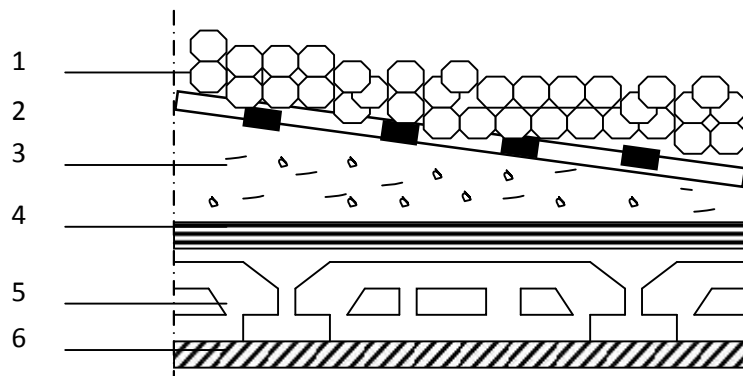


Fig III. 1 Plancher terrasse non-accessible

N°	Désignations	e (m)	(KN/m)	G (KN/m ²)
01	Gravier	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Isolation thermique	0.04	4	0.16
04	Forme de pente	0.1	20	2.00
05	Dalle en corps creux	0.2	-	2.80
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				= 6.28

Charge permanente : $G=6.28 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.28 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.1.2 Plancher étage courant

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Dalle en corps creux	0.2	-	2.80
04	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
05	Cloisons	-	-	1
				= 4.84

Charge permanente : $G=4.84\text{KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.84\text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ l'usage est d'habitation

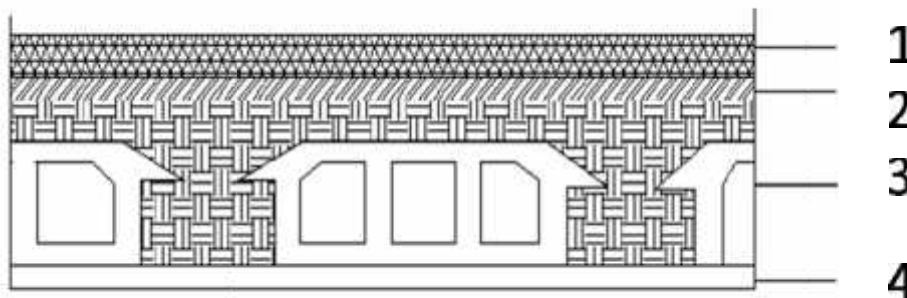


Fig III.2 Plancher étage courant

III.1.2 Les balcons

III.1.2.1 Étage courant

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				= 4.9

Charge permanente $G = 4.9 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.9 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

III.1.2.2 Balcon terrasse

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Gravier	0.05	20	1.00
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Isolation thermique	0.04	4	0.16
04	Forme de pente	0.1	20	2.00
05	Dalle pleine	0.14	25	3.50
06	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				= 6.98

Charge permanente $G = 6.98 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.98 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml}$

III.1.3 L'escalier

III.1.3.1 Pour la Paillasse

* Paillasse (a)

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Marche	0.085	22	1.87
04	Paillasse	0.192	25	4.80
05	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
06	grande corps (métal léger)	-	-	0.10
				= 7.81

Charge permanente : $G = 7.21 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 7.21 \text{ KN/ml}$

* **Paillasse (b)**

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Marche	0.085	22	1.87
04	Paillasse	0.201	25	5.03
05	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
06	grande corps (métal léger)	-	-	0.10
				= 8.04

Charge permanente : $G = 8.04 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.04 \text{ KN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

* **Palier**

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Palier	0.16	25	4.00
04	enduit de plâtre	0.02	10	0.20
05	grande corps (métal léger)	-	-	0.10
				=5.14

Charge permanente : $G = 5.14 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.14 \text{ KN/ml}$

Charges exploitation : $Q = 2.50 \times 1 \text{ m} = 2.50 \text{ KN/ml}$

III.1.4 Murs extérieurs

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison).

N°	Désignations	e (m)	(KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
02	Briques creuses	0.15	-	1.30
03	Briques creuses	0.10	-	0.90
04	Enduit en plâtre intérieur	0.10	-	0.20
				= 2.76

Charge permanente : $G=2.76 \text{ KN/ m}^2 \times 1 \text{ m} = 2.76\text{KN/ml}$

III .2 LA DESCENTE DES CHARGES

III .2.1 Introduction

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 le niveau ± 0.00 .

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

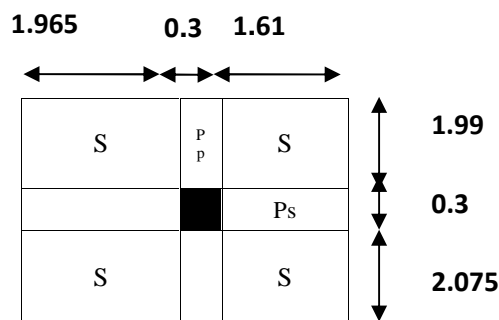
G : Charge permanente, Q : Charge d'exploitation.

III .2 .2 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 : $0,9 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8 Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5 Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).



III.2.3 Descente des charges sur le poteau (4-B)

Surface afférente

- **plancher terrasse**

$$S_{TG} = ((1,99+2,075) \times (1,61+1,965)) \times 6280 + (0,30 \times (2,025+1,94)) + (0,30 \times (1,61+1,965)) \times 3280 = 16,79 \text{ m}^2.$$

$$S_{TQ} = (1,61+0,3+1,965) \times (1,99+0,3+2,075) = 16,91 \text{ m}.$$

➤ **Pour 5,6,7,8^{ème} étage.**

$$S_{EG} = (1.61+1.965) \times (1.99+2.075) = 14.53 \text{ m}^2.$$

$$S_{EQ} = ((1.61+0.3+1.965) \times (1.99+0.30+2.075)) - (0.3 \times 0.4) = 16.70 \text{ m}^2.$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times (1.94+2.025) = 0.476 \text{ m}^2.$$

$$P_s = 0.3 \times 0.35 \times (1.61 + 1.965) = 0.375 \text{ m}^2.$$

$$Pot = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 = 0.367 \text{ m}^2.$$

➤ **Pour RDC jusqu 'à 4^{ème} étage.**

$$S_{EG} = (1.61+1.965) \times (1.99+2.075) - (0.05 \times 0.10) \times 4 = 14.51 \text{ m}^2.$$

$$S_{EQ} = ((1.61+0.30+1.965) \times (1.99+0.30+2.075)) - (0.4 \times 0.5) = 16.71 \text{ m}^2.$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times (1.89 + 1.975) = 0.464 \text{ m}^2.$$

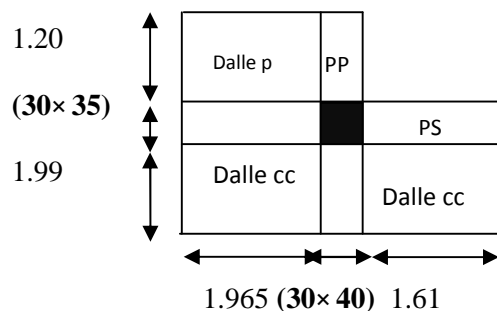
$$P_s = 0.3 \times 0.35 \times (1.56 + 1.915) = 0.365 \text{ m}^2.$$

$$Pot = 0.4 \times 0.5 \times 3.06 = 0.612 \text{ m}^2.$$

N	Eléments	G(n)	Q(n)
1-1	Plancher Terrasse: 14.53 × 6280 + 2.262 3280. Poutre p : 0.476 × 25000 Poutre S : 0.375 × 25000	98667.76 11895 9384.38	16.79 × 1000 = 16790
2-2	Venant 1-1 : Poteau : 0.367 × 25000	119947,14 9180	16790
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C : 4840 × 14,53 Poutre p : 0.476 × 25000 Poutre s : 0.375 × 25000	129127,14 70325.2 11895 9384.38	16790 16,70 × 1500 = 25050
4-4	-Venant 3-3 Poteau : 0.367 × 25000	220731,72 9180	41840
5-5	-Venant 4-4 Plancher E.C : 4840 × 14,53 Poutre p : 0.476 × 25000 Poutre s : 0.375 × 25000	229911,72 70325.2 11895 9384.38	41840 25050 × 0.9 = 22545.
6-6	-Venant 5-5 Poteau : 0.367 × 25000	321516,3 9180	101960
7-7	-Venant 6-6 Plancher E.C : 4840 × 14,53 Poutre p : 0.476 × 25000 Poutre s : 0.375 × 25000	330696,3 70325.2 11895 9384.38	101960 25050 × 0.8 = 20040

8-8	-Venant 7-7 Poteau : 0.367×25000	422300,88 9180	20040
9-9	Venant 8-8 Plancher E.C : $4840 \times 14,51$ Poutre p : 0.464×25000 Poutre s : 0.365×25000	431480,88 70228.4 11595 9121.9	20040 $16.71 \times 0.7 =$ 11.697
10-10	-Venant 9-9 Poteau : 0.612×25000	522426,18 15300	20051,697
11-11	Venant 10-10 Plancher E.C : $4840 \times 14,51$ Poutre p : 0.464×25000 Poutre s : 0.365×25000	537726,18 70228.4 11595 9121.9	20051,697 $11.697 \times 0.6 =$ 7.0182
12-12	-Venant 11-11 Poteau : 0.612×25000	628671,48 15300	20058,7152
13-13	Venant 12-12 Plancher E.C : $4840 \times 14,51$ Poutre p : 0.464×25000 Poutre s : 0.365×25000	643971,48 70228.4 11595 9121.9	20058,7152 $11.697 \times 0.5 =$ 5.8485
14-14	-Venant 13-13 Poteau : 0.612×25000	734916,78 15300	20064,5637
15-15	Venant 14-14 Plancher E.C : $4840 \times 14,51$ Poutre p : 0.464×25000 Poutre s : 0.365×25000	750216,78 70228.4 11595 9121.9	20064,5637 5.8485
16-16	-Venant 15-15 Poteau : 0.612×25000	841162,08 15300	20070,4122
17-17	Venant 16-16 Plancher E.C : $4840 \times 14,51$ Poutre p : 0.464×25000 Poutre s : 0.365×25000	856462,08 70228.4 11595 9121.9	20070,4122 5.8485
18-18	-Venant 17-17 Poteau : 0.612×25000	947407,38 15300	20076,2607
		962707,38	20076,2607

III.2.3. Descente des charges sur le poteau (5-B)



Surface afférente➤ **Plancher terrasse**

$$S_{TG} = ((1,965+1,61) \times 1,99) \times 6280 + (1,20 \times 1,965) \times 6980 + (0,30 \times (1,94+1,15) + 0,30 \times (1,965+1,61)) \times 3280 \times 2$$

$$= 11,47 \text{ m}^2.$$

$$S_{TQ} = (1,61+0,3+1,965) \times (1,99+0,30) + (1,20 \times 0,30) = 9,23 \text{ m}^2.$$

$$\text{Acrotère : } 0,0685 \times 3,7 = 0,253$$

$$\text{Mur ext : } (1,965 \times 2,71) + (1,20 \times 2,66) + (1,61 \times 2,71) = 12,88 \text{ m}^2.$$

➤ **Pour 5,6,7,8^{eme} étage**

$$S_{EG} = ((1,965+1,61) \times 1,99) + (1,965 \times 1,20) = 9,47 \text{ m}^2.$$

$$S_{EQ} = ((1,61+0,3+1,965) \times (1,99+0,3) + (1,20 \times (1,965+0,3))) - (0,3 \times 0,4) = 11,47 \text{ m}^2.$$

$$P_p = 0,3 \times 0,4 \times (1,94+1,15) = 0,37 \text{ m}^2.$$

$$P_s = 0,3 \times 0,35 \times (1,61+1,965) = 0,38 \text{ m}^2.$$

$$P_{ot} = 0,3 \times 0,4 \times 3,06 = 0,37 \text{ m}^2.$$

➤ **Pour RDC jusqu'à 4^{eme} étage**

$$S_{EG} = ((1,965+1,61) \times 1,99) + (1,965 \times 1,20) - ((0,05 \times 0,10) \times 4) = 9,45 \text{ m}^2.$$

$$S_{EQ} = ((1,61+0,3+1,965) \times (1,99+0,3) + (1,20 \times (1,965+0,3))) - (0,4 \times 0,5) = 11,39 \text{ m}^2.$$

$$P_p = 0,3 \times 0,4 \times (1,94+1,15) = 0,37 \text{ m}^2.$$

$$P_s = 0,3 \times 0,35 \times (1,61+1,965) = 0,38 \text{ m}^2.$$

$$P_{ot} = 0,4 \times 0,5 \times 3,06 = 0,612 \text{ m}^2..$$

N	Elements	G(Kg)	Q(Kg)
1-1	Plancher Terrasse:		
	$7,114 \times 6280 + 2,350 \times 6980 + 1,999 \times 3280$	67694,69	
	Poutre p : $0,37 \times 25000$	9250	9230
	Poutre s : $0,38 \times 25000$	9500	
	Acrotère : $0,253 \times 25000$	6325	
2-2	Venant 1-1 :	92769,69	9230
Poteau : $0,37 \times 25000$	9180		

	Mur ext: 12.88 × 2200	28336	
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	130285,69 45987.17 9250 9500 28336	9230 22823,51
4-4	-Venant 3-3 Poteau : 0.37 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	223358,86 9180 28336	32053,51
5-5	-Venant 4-4 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	260874,86 45987.17 9250 9500 28336	32053,51 22823,51× 0.9= 20541,159
6-6	-Venant 5-5 Poteau : 0.37 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	353948,03 9180 28336	52594,669
7-7	-Venant 4-4 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	391464,03 45987.17 9250 9500 28336	52594,669 22823,51× 0.8 = 18258,808
8-8	-Venant 7-7 Poteau : 0.37 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	484537,2 9180 28336	70853,477
9-9	-Venant 4-4 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900- 0.02 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	522053,2 45987.15 9250 9500 28336	70853,477 22823.43× 0.7 = 15976,401
10-10	-Venant 9-9 Poteau : 0.612× 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	615126,35 15300 28336	86829,878
11-11	-Venant 9-9 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900- 0.02 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	658762,35 45987.15 9250 9500 28336	86829,878 22823.43× 0.6 = 13694,058
12-12	-Venant 11-11 Poteau : 0.612× 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	751835,5 15300 28336	100523,94
13-13	-Venant 12-12 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900- 0.02 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	795471,5 45987.15 9250 9500 28336	100523,94 22823.43× 0.5 = 11411,715
14-14	-Venant 13-13 Poteau : 0.612× 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	888544,65 15300 28336	111935,66

15-15	-Venant 14-14 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900-0.02 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	932180,65 45987.15 9250 9500 28336	111935,66 11411,715
16-16	-Venant 15-15 Poteau : 0.612× 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	1025253,8 15300 28336	123347,38
17-17	-Venant 16-16 Plancher E.C : 7.114× 4840+2.358× 4900-0.02 Poutre p : 0.37× 25000 Poutre s : 0.38 × 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	1068889,8 45987.15 9250 9500 28336	123347,38 11411,715
18-18	-Venant 18-18 Poteau : 0.612× 25000 Mur ext: 12.88 × 2200	1161962,95 15300 28336	13759,1
		120559	13759,1

III.2.4 Vérification de la section de poteau

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

$$N_u \leq \bar{N} = r \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \chi_b} + A \frac{f_e}{\chi_s} \right]$$

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

: est un coefficient fonction de l'élanement mécanique .

$$\chi = \max(\chi_x, \chi_y)$$

$$\chi_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \chi_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b < h \rightarrow \chi_x > \chi_y \rightarrow \chi = \chi_x$$

★ pour (RDC ÷ 4) poteau (40× 50).

$$= \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 18.55$$

$$=18.55 < 50 \Rightarrow \gamma = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{1}{35} \right)^2} = 0.818$$

★ pour (5 ÷ 8) poteau (30 × 40).

$$= \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 24.73$$

$$=24.73 < 40 \Rightarrow \gamma = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{1}{35} \right)^2} = 0.773$$

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$x_b = 1.50 \quad ; \quad x_s = 1.15 \quad .$$

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

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

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

$$\frac{N_{ser}}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau récapitulatif

Niveau	N_U (kNm)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	N_u (N.m)	Condition
5 ÷ 8	811052.036	560	960	960	106400	1884903.83	Vérifier
RDC ÷ 4	1829697.300	720	1600	1600	182400	3041213.53	Vérifier

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.

- RDC ÷ 4 étage : (40 × 50) cm².
- 5 ÷ 8 étages : (30 × 40) cm².



CHAPITRE III :

LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



IV. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV. 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 au contreventement.

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les nervures, balcon et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

IV.2. 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 d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

IV .3 Mode de travail

L'acrotère est calculé comme une console encadrée a sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "Q" horizontale due à la poussée de la main courante appliquée à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "N" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G".

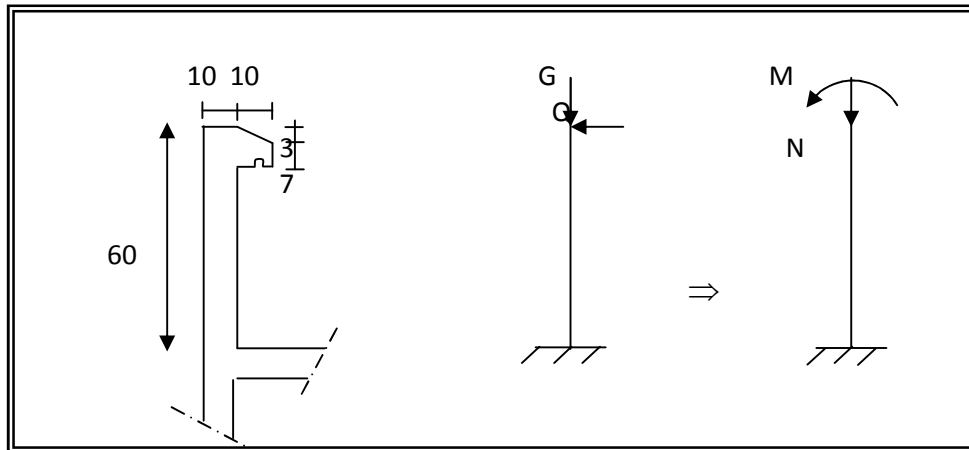


Figure IV.1. Schémas statique de l'acrotère.

IV .3.1 Charge permanente

Surface de l'acrotère = $(0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

IV .3.2 Surcharge

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à 1000 N/m^2

$$G = 1820.5 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml}$$

Dans une bande d'un mètre de largeur

D'après RPA 99/ V2003

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (IIa) donc :

$$A = 0.15, C_p = 0.80 \quad \text{donc} : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow F_p = 873.84 \text{ N/ml.}$$

$$873.84 \text{ N/ml.} < 1000 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

IV .3.3 Calcul des sollicitations

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 1820.5 \text{ N}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

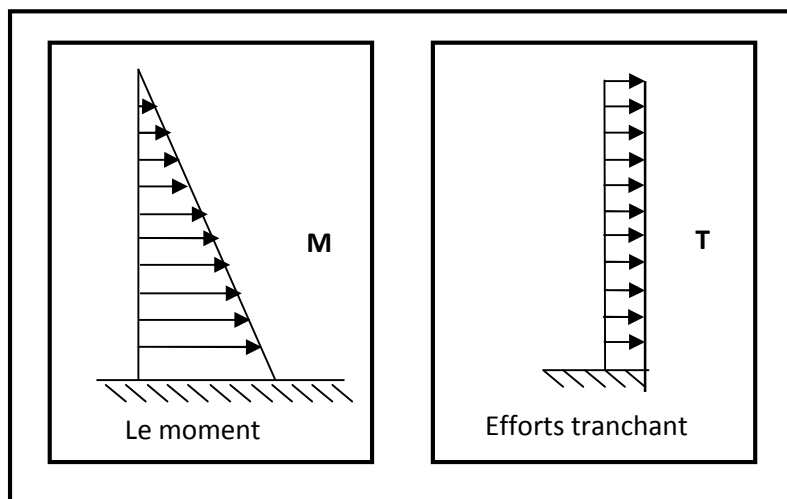


Figure IV.2. Diagramme des sollicitations.

IV .3.4 Combinaison d'action

E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 1820.5 \text{ N/m.}$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}$$

E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1820.5 \text{ N/m}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

IV .3.5 Calcul de ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur).

$$\frac{10}{10} \quad L \quad \frac{10}{10}$$

$$1 \text{ cm} \Rightarrow \quad \quad 10 \text{ mm}$$

On prend : $\quad = 8 \text{ mm}$ on prend : $\quad \quad \quad$

On prend : $\quad = 86 \text{ mm}$

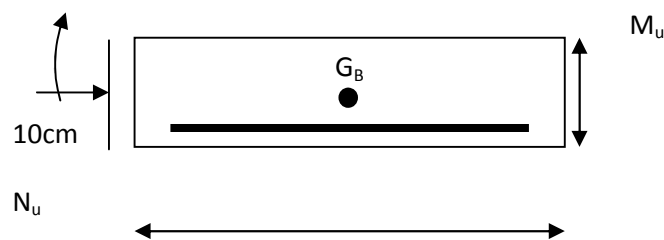


Figure IV.3. Section de l'acrotère.

IV .3.5.1 Armatures Longitudinales

- E.L.U

a. Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1820.5} = 0,494 \text{ m}$$

$$e = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_G = 0,494 \text{ m} > \quad /2 = 0,05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

b. Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \frac{h}{2} - c = 900 + 1820.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.41 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.41}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

$$A = \frac{M_t}{s \times d}$$

$$A_1^u = \frac{936.41}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

c. Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100f_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.387 - \frac{2276.1}{100 \times 348} = 0.432 \text{ cm}^2$$

E.L.S

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1820.5} = 0.33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section à la flexion simple

$$M_A = 600 + 1820.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.41 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{936.41}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \mu_1 = 0.956 ; K = 0.0095$$

$$\sigma_s = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_s = 1.92 \text{ MPa}$$

$$= 1,91 \text{ MPa} < \frac{1}{b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{936.41}{201,63 \times 0,956 \times 7} = 0,472 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{f}_s} = 0,47 - \frac{1820.5}{100 \times 201,63} = 0,38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

3.2. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\ddagger_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\ddagger}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\ddagger}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\ddagger_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\ddagger}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.3. Armatures de Répartition

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^\ell = (0,35 \div 0,705) \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

3.4. Espacement Des Armatures

$$A_t = 5 \text{ w } 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ w } 6 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Figure IV.4. Ferrailage d'acrotère.

IV .1 Planchers a corps creux

IV.1.1 Introduction

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, des charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les autre accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de grande rigidité.

IV.1.2 Conception des planchers

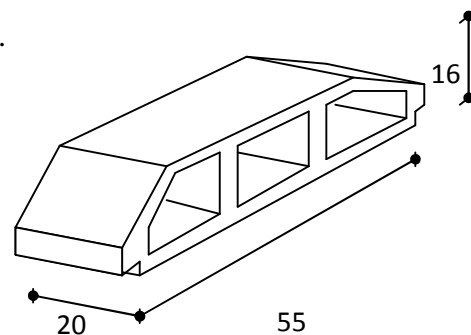


Fig IV.1 Corps Creux.

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

IV.1.3 Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthode forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

4. Calcul des ferrailage

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

La fissuration n'est pas préjudiciable.

Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{array} \right.$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées

Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

5. Calcul des moments

Les moments en appui

- ✓ $0.2 M_0$ pour appui de rive.
- ✓ $0.6 M_0$ pour cas de deux travées.
- ✓ $0.5 M_0$ pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées.
- ✓ $0.4 M_0$ pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées).

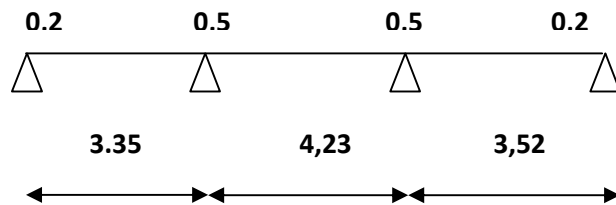
Les moments en travées :

- ✓ $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \max [1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0$.
- ✓ $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0$ Travée de rive.
- ✓ $M_t \geq \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0$ Travée intermédiaire.

6. Calcul des sollicitations

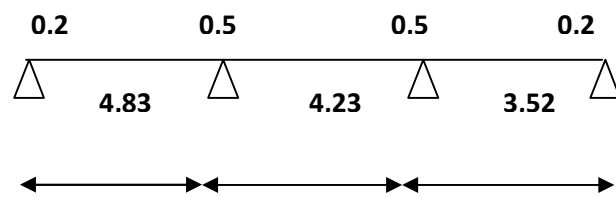
Nous avons un (3) type des poutrelles à calculer.

Type 1

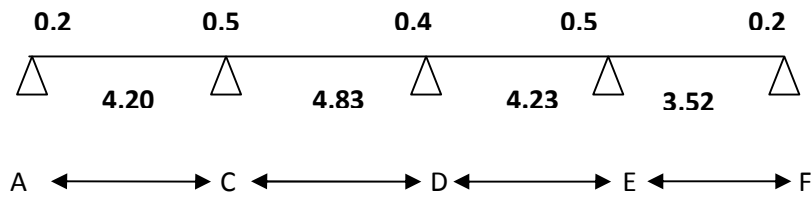


Terrasse + étage courant

Type 2

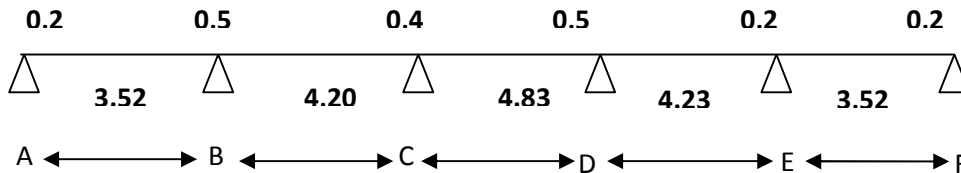


étage courant



Type 3

terrasse



Terrasse + étage courant

Condition d'application

- $Q=1500\text{ N}$; $G=4840\text{ N}$
 $1500 + 2 \times 4840 = 9600\text{ N}$ (C.V)
- Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) (CV).
- Toutes les travées sont espacées à 3.9 m
 Alors : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.83}{4.23} = 1.14 \leq 1.25$ (C.V)
- fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches (C.V)

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles dans le sens longitudinal

Les charges appliquées

Les combinaisons d'actions

- ✓ E. L. U: $(1.35 g + 1.5q)E$
- ✓ E. L. S: $(g + q)E$

	p. terrasse	p. étage courant
E. L. U	6485.7	5709.6
E. L. S	7432	4121

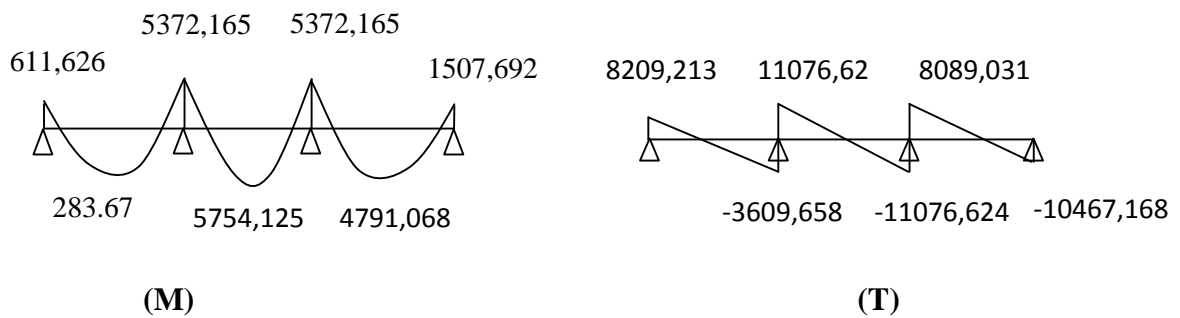
Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

Les efforts tranchants

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

Plancher étage



Type1

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	2.07	5709.6	3058.13	611,626	5372,165	283.67	8209,21329	-3609,65871
B-C	3.88	5709.6	10744.33	5372,165	5372,165	5754,12593	11076,624	-11076,624
C-D	3.25	5709.6	7538.46	5372,165	1507,692	4791,06825	8089,03138	-10467,1686

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	2.07	4121	8829,03645	1765,80729	15509,7956	818,979497	10904,8429	-2374,372
B-C	3.88	4121	31019,5912	15509,7956	15509,7956	16612,5421	7994,74	-7994,74
C-D	3.25	4121	21764,0313	15509,7956	4352,80626	13832,1301	3263,7052	-10129,54

Type2

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	4.48	5709.6	57296.98	8271,012	20677,53	46896,5243	12000,3521	-6461,727
B-C	3.88	5709.6	10744.33	20677,53	15509,7956	5754,12593	6662,84969	-9326,630
C-D	3.25	5709.6	7538.46	15509,7956	4352,80626	4791,06825	3263,7052	-10129,544

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	4.48	4121	41355.06	8271,012	15509,796	32405	10846,84	-7615,24
B-C	3.88	4121	31019,5912	15509,796	15509,796	19714,5012	7994,74	-7994,74
C-D	3.25	4121	21764,0313	15509,796	4352,8063	11655,727	3263,70509	-10129,54

Type3

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.15	5709.6	28326.75	5665,35	21157,635	16929.29	13910,805	-4074,434
B-C	3.85	5709.6	42315.27	21157,635	22918,792	22661,942	11448,423	-10533,536
C-D	4.48	5709.6	57296.98	22918,792	22918,792	30685,397	12789,504	-12789,504
D-E	3.88	5709.6	10744.33	22918,792	5372,165	5754,125	6554,297	-15598,950
E-F	3.25	5709.6	7538.46	5372,165	1507,692	4791,068	8089,031	-10467,168

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.15	4121	20445,3113	4089,06225	15270,8806	12219,0015	10040,3586	-2940,791
B-C	3.85	4121	30541,7613	15270,8806	16542,0237	16356,6403	8263,09204	-7602,757
C-D	4.48	4121	41355,0592	16542,0237	16542,0237	22147,702	9231,04	-9231,04
D-E	3.88	4121	31019,5912	16542,0237	15509,7956	16612,5421	7728,70183	-8260,778
E-F	3.25	4121	21764,0313	15509,7956	4352,80625	13832,1301	3263,7052	-10129,54

Plancher terrasse

Type1

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	2.07	6485.7	13895,288	2779,0576	24409,5805	995,73335	17162,2275	-3736,828
B-C	3.88	6485.7	48819,161	24409,5805	24409,5805	25412,8143	12582,258	-12582,25
C-D	3.25	6485.7	34252,603	24409,5805	6850,5206	21255,4528	5136,47484	-15942,05

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	2.07	7432	15922,688	3184,5376	27971,075	1141,0161	19666,2927	-4282,052
B-C	3.88	7432	55942,15	27971,075	27971,075	29120,6862	14418,08	-14418,08
C-D	3.25	7432	39250,25	27971,075	7850,05	24356,7426	5885,91538	-18268,084

Type2

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.85	6485.7	32177,179	6435,4358	32542,6485	14296,9958	19266,0667	-5703,87829
B-C	4.48	6485,7	65085,297	32542,6485	26034,1188	55766,4575	13075,1712	-15980,7648
C-D	3.88	6485,7	48819,161	26034,1188	24409,5805	25412,8143	12163,5626	-13000,9534
D-E	3.25	6485,7	34252,603	6850,5206	6850,5206	21255,4528	10539,2625	-10539,2625

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.85	7432	55080,41	11297,14	13891,42	33680,9879	21131,2029	-7481,99709
B-C	4.48	7432	74581,6064	13891,42	11297,14	38823,4552	14982,912	-18312,448
C-D	3.88	7432	55942,15	29832,6426	27971,075	29120,6862	13938,2945	-14897,8655
D-E	3.25	7432	39250,25	27971,075	7850,05	24356,7426	5885,91538	-18268,0846

Type3

E.L.U

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.15	6485.7	32177,179	9763,8322	29291,4966	31191,7579	11038,5585	-9391,39655
B-C	3.85	6485.7	48067,144	29291,4966	6850,5206	29828,0662	11811,1335	-13158,8115

D-E	3.88	6485.7	48819,161	11016,082	37290,8032	31732,4547	17615,1612	-7549,3548
E-F	3.25	6485.7	34252,603	37290,8032	29832,6426	21255,4528	3634,34681	-17444,1782

E.L.S

Travée	L(m)	P _u (N/ml)	M ₀ (N.m)	M _g (N.m)	M _d (N.m)	M _t (N.m)	T _g (N)	T _d (N)
A-B	3.15	7432	36872,01	7374,402	33048,246	18504,286	19855,826	-3554,973
B-C	3.85	7432	55080,41	33048,246	11016,082	34180,1484	8583,96	-20029,24
D-E	3.88	7432	55942,15	14860,4	26077.48	33880.13	15184,265	-13651,894
E-F	3.25	7432	39250,25	26077.48	14860,4	24356,742	11162,292	-12991,707

7. Calcul du ferrailage

On va calculer le ferrailage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

7.1. Les armatures longitudinales

a - Plancher Terrasse

b = 65 cm ; b₀ = 10 cm

h = 20 cm ; h₀ = 4 cm

d = 18 cm ; c = 2 cm

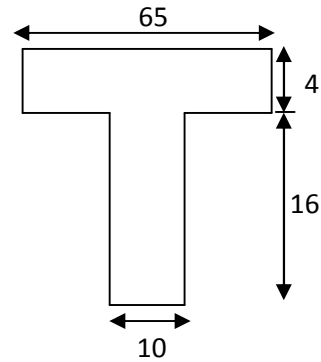


Figure IV.21. Section de ferrailage de poutrelle

E. L. U

• En Travée :

Le moment fléchissant M₀ équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma} \cdot b \cdot h_0 \cdot d - \frac{h_0}{2}$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times 18 - \frac{4}{2} \quad M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 55766,46 \text{ N.m} < M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculé comme une section rectangulaire de largeur b=65 cm.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma} \cdot b \cdot d^2} = \frac{55766,46}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.186 < \mu_l = 0.392$$

(Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu = 0.186 \Rightarrow \alpha = 0.259 \Rightarrow \beta = 0.896$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55766,46}{348 \times 0.896 \times 18} = 9.94 \text{ cm}^2$$

- **Sur Appuis**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

Ma (N.m)	μ	μl	α		A (cm ²)
37290,80	0.125	0,392	0.167	0.933	6.38

- E. L. S

La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernent. σ_s

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

vérifiée : $r \leq r_l = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $x = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)		f_{c28}	\bar{r}	Condition
En Travée	0.0538	55766,46	38823,4552	1,43	25	0.465	V
Sur Appui	0.0398	37290,80	26077.48	1,43	25	0.465	V

- Condition de non fragilité

$$A_{r_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

Sur appuis : $A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal :

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$.

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m)$

Eléments	$A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{m}}' (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	9.94	1.41	1.30	9.94	5T14 = 10.05
Appuis	6.38	0.22	0.20	6.38	6T12 = 6.79

7.2. Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{21131,20}{100 \times 180} = 0,9856 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\alpha_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min (3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,9856 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- Diamètres minimaux Φ_t :**

$$w_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; w_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$w_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow w_t \leq \min (5,71; 10; 10)$$

Soit $w_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2w_t = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot At \cdot f_e}{b_0 (\frac{t}{u} - 0,3Kft_{28})}$$

$$S_t \leq 101,23 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

2-5-3- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$l'on a : V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm}$.

$$V_u = 21131,20 \text{ N}$$

$$0,267a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 16,20 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N}$$

$$V_u = 21131,20 \text{ N} \leq 108135 \text{ N} \quad (\text{cv})$$

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \chi_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 10,05 \text{ cm}^2 = 1005 \text{ mm}^2.$$

$$1,15 \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{21131,20}{400} = 60,75 \text{ mm}^2$$

$$A = 1005 \text{ mm}^2 > 60,75 \text{ mm}^2 \quad (\text{cv})$$

2-5-4- La dalle mince (Table de compression)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisi un treilli soudé TS $\emptyset 5$ (20×30) cm^2 .

2-5-5- Vérification de la flèche

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,0606 > \frac{55766,46}{15 \times 65085,297} = 0,057 \quad (\text{cv})$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,0606 > \frac{1}{22,5} = 0,041 \quad (\text{cv})$$

$$3/ \frac{A}{L_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{10,05}{65 \times 18} = 0,008 < \frac{6,60}{400} = 0,009 \quad (\text{cv})$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

IV.3. Les balcons

IV.3. 1 Méthode de calcul

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargée encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 14 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la maçonnerie du garde corps P .

IV.3. 2 Évaluation des charges

- ***terrasse**

charge permanentes $G = 6980 \text{ N/m}^2$

surcharge d'exploitation $Q = 1000 \text{ N/m}^2$

Poids de l'acrotère $P = 1820.5 \text{ N/m}^2$

- **Étage courant**

Charge permanente $G = 4900 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

murs extérieurs :

La hauteur du mur : $h = 1.20\text{m}$

On prend une bande de 1 m.

$P = 2200 \times 1.20 \times 1\text{m} = 2640 \text{ N}$

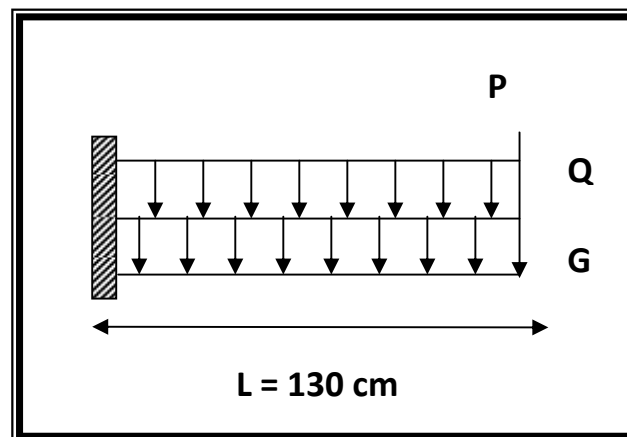


Figure IV.1 Schéma statique.

IV.3. 3 Calcul des sollicitations

$$M_g = gl^2 / 2 .$$

$$M_q = ql^2 / 2$$

$$M_p = P \times .$$

$$T_g = g \times .$$

$$T_q = q \times .$$

$$T_p = P .l$$

- Terrasse

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
5898,1	845	1092,3	9074	1300	1820,5

- Étage Courant

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p (N.m)	T_g (N)	T_q (N)	T_p (N)
4140,5	2957,5	3168	6370	4550	2640

IV.3. 4 Les combinaisons d'action

- E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

- E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	10704.54	14302.73
	T_g (N)	16657.58	18988,5
ELS	M_{ser} (N.m)	8257.9	11744.75

IV.3.5 Calcul du ferrailage

IV.3.5.1 Armatures Longitudinales

➤ Terrasse

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10704.54}{14,2 \times 100 \times (11)^2} = 0,0623 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0623 \longrightarrow = 0,0805 \longrightarrow = 0,968$$

$$A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{10704.54}{348 \times 0,968 \times 11} = 2.89 \text{ cm}^2$$

➤ Étage courant

M_u (N.m)	μ	μ	α	β	A_u (cm ²)
14302.73	0.0832	0.392	0.109	0.956	3.91

• E.L.S

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s .

$$\bar{r} = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } x = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	\bar{r}	condition
Terrasse	10704.54	8257.9	1.30	0,0623	0,40	V
Etage.c	14302.73	11744.75	1.22	0.109	0.36	V

• Pourcentage minimale

$$A'_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.328 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Terrasse	2.89	1.328	1.40	2.89	4T112 = 4.52
Étage .c	3.91	1.328	1.4	3.91	5T12 = 5.65

IV.3. 5.2 Vérification De L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} = \frac{18988,5}{1000 \times 110} = 0.173 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{f}_u = \min (0.15 f_{c28/b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.26 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.173 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3. 5.3 Les Armatures De Répartition

- Terrasse: $A_r = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = \frac{3.13}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$
Soit : $A_r = 3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- Étage courant : $A_r = \frac{A_{\text{adp}}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

IV.3. 5.4 . Espacement Entre Les Armatures

a) Les armatures longitudinales :

➤ Terrasse: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ Étage courant : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

b) Les armatures transversales :

➤ Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} . \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm} .$

➤ Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$s_t^l \text{ min (3h,33 cm)} \Rightarrow s_t^l = 25\text{cm} < 30\text{cm.}$$

$$s_t^l \text{ min (4h,45 cm)} \Rightarrow s_t^l = 30\text{cm} < 40\text{cm.}$$

IV.3. 5. 5 Vérification de la flèche

- pas. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{130} = 0.108 > 0.0625 \dots\dots\dots$ (C.V)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M^0} \rightarrow \frac{14}{135} = 0.103 \geq 0.1 \quad M_t = M_0 \dots\dots\dots$ (C.V)
- $\frac{A}{b^0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

A/Étage courant : $\rightarrow \frac{3,93}{100 \times 11} = 0.00539 < 0.0105$

B/ Terrasse : $\rightarrow \frac{3.13}{100 \times 11} = 0.00285 < 0.0105 \quad$ (C.V)

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

Figure IV.2. Ferrailage de la console

IV.4 L'escalier

IV.4.1 Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

IV.4.2 Combinaisons d'action

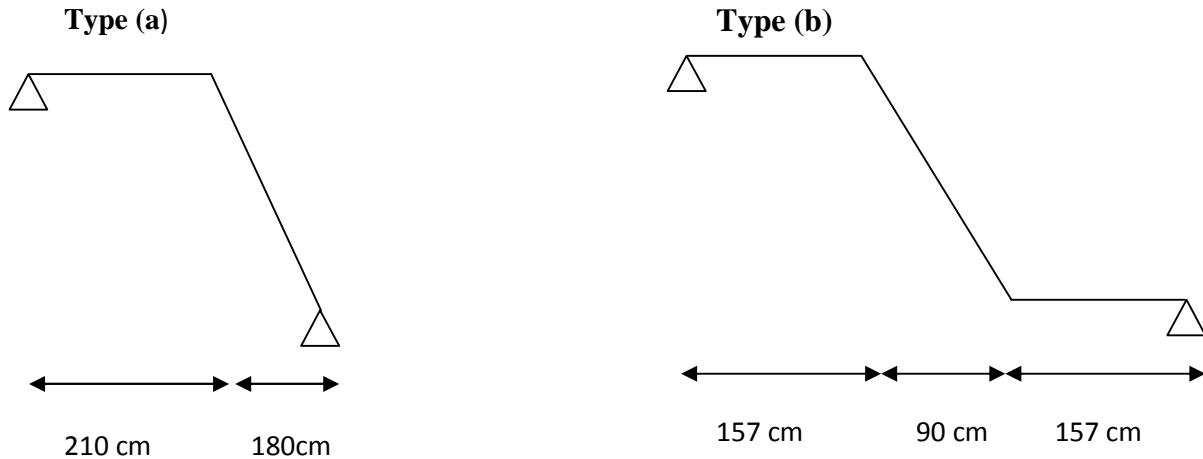


Fig.III.4.1 schéma statique d'escalier

E.L.U

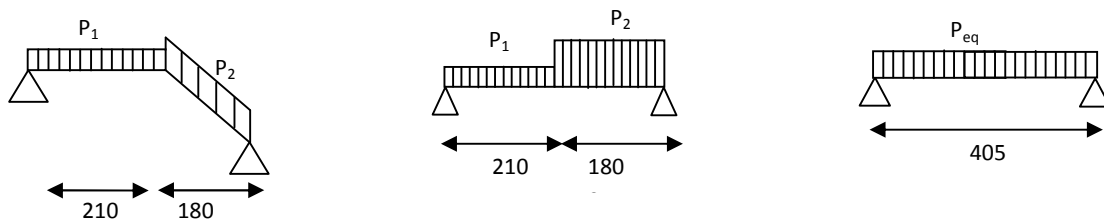
$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

E.L.S

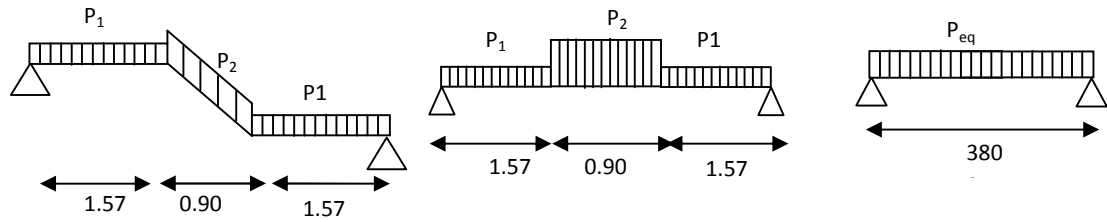
$$P_{ser} = (G + Q)$$

	Paillasse (kg/m)	Paillasse(kg/m)	Palier(kg/m)
ELU	14293.5	14604	10689
ELS	10310	10540	7640

IV.4.3 Calcul des sollicitation



* Type (a) .



* Type (b) .

➤ L'E.L.U

La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8}$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.2 M_0$$

Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2}$$

➤ L'E.L.S

La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8}$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.2 M_0$$

* Type (b) :

*** L'E.L.U****La charge équivalente**

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8}$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.2 M_0$$

Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2}$$

*** L'E.L.S****La charge équivalente**

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8}$$

$$M_t = 0.7 M_0$$

$$M_a = 0.4 M_0$$

		P_{eq} (kg/ml)	M_0 (kg. m)	M_t (kg. m)	M_a (kg. m)	T (kg)
E.L.U	Type (a)	12396.39	22375.48	19019.158	4475.10	23553.141
	Type (b)	11559	23699.56	16589.69	9479.82	23406.973
ELS	Type (a)	8431.05	15218.05	12935.34	3043.61	
	Type (b)	8284.44	16985.69	11889.98	6794.28	

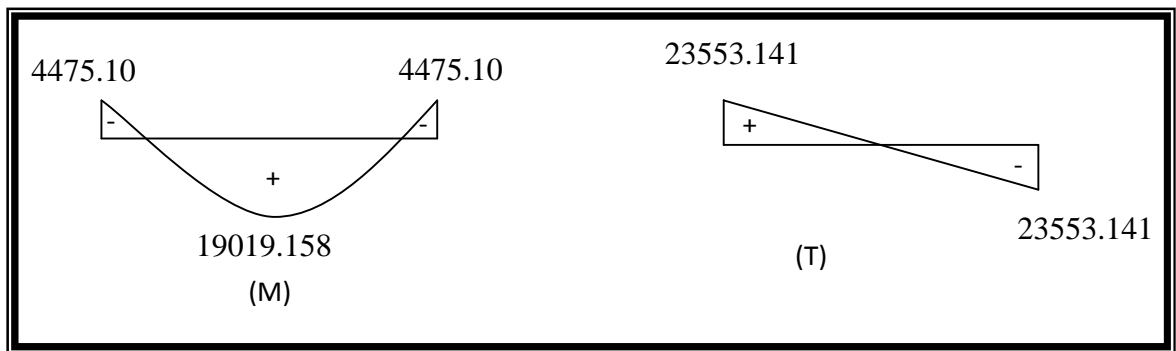


Fig.III.4.2 diagramme de M et T

IV.4. 4 Calcul de ferrailage

IV.4. 4.1 Les armatures longitudinales

➤ E.L.U

$h=17$ cm ; $b=100$ cm

$d=h-c$ ($c=2$ cm) = $17-2=15$ cm

$f_c = 14.2$ Mpa

$f_e = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392$

En Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot b \cdot d^2}$$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $\beta = 1 - 0.4 \alpha$

$$A = \frac{M_t}{s \cdot d}$$

Sur Appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot b \cdot d^2}$$

$$A = \frac{M_a}{s \cdot d}$$

	Elément	M (kg.m)	b (cm)	μ	μ_1	α	β	A ^{cal} (cm ²)
Type (a)	Travée	19019.158	100	0.0595	0.392	0.0767	0.969	3.76
	Appui	4475.10	100	0.0140	0.392	0.0176	0.993	0.86
Type (b)	Travée	16589.69	100	0.0519	0.392	0.0667	0.973	3.27
	Appui	9479.82	100	0.0297	0.392	0.0377	0.985	1.84

➤ E.L.S

La contrainte maximale de béton comprimée.

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

$$\overline{f}_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{f}_{bc} = 15 MPa$$

Il ne sera pas nécessaire de calculer \overline{f}_b pour E.L.S si la relation suivante est remplie

$$\overline{r} = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		α	M _u (kg.m)	M _{ser} (kg.m)	γ	f _{c28} (MPa)	\overline{r}	condition
Type(a)	En travée	0.0767	19019.158	12935.34	1.47	25	0.485	vérifiée
	Sur appuis	0.0176	4475.10	3043.61	1.47	25	0.485	vérifiée
	En travée	0.0667	16589.69	11889.98	1.40	25	0.45	Vérifiée

Type(b)	Sur appuis	0.0377	9479.82	6794.28	1.40	25	0.45	Vérifiée
----------------	-------------------	--------	---------	---------	------	----	------	----------

Conditions de non fragilité

★ **Type (a+b)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée : $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.811 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.811 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimale

★ **Type (a+b)**

- En travée : $A'_m = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$

- En appuis : $A'_m = 0.001 \times b_0 \times h = 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$

		$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A'_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$	Choix
Type(a)	Travée	3.76	1.811	1.7	3.76	4.52	4HA12
	Appui	0.86	1.811	1.7	1.811	2.01	3 12
Type(b)	Travée	3.27	1.811	1.7	3.27	3.93	5HA12
	Appui	1.84	1.811	1.7	1.87	2.01	3 12

Vérification de l'effort tranchant

La contrainte tangente τ_u : a

★ **Type (a)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{23553.141}{1000 \times 150} = 0.157 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_s}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa Appuis}$$

$$\tau_u = 0.157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

★ Type (b)

$$\tau_u = 0.156 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\tau_u = 0.156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

4.3. Les armatures de répartition

★ Type (a)

$$A_t = A_L / 4$$

		A_L	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Type (a)	Travée	4.52	1.13	2HA14=3.08 cm ²
	Appuis	2.01	0.50	2HA12=2.26 cm ²
Type (b)	Travée	3.93	0.98	1HA14=1.54 cm ²
	Appuis	2.01	0.50	2HA12=2.26 cm ²

Espacement entre les armatures :

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \text{ min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} .$$

$$\text{Type (a): } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Type (b): } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales

$$S_t \text{ min } (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Type (a): } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Type (b): } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \\ \text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4.4. Vérification de la flèche

★ Type (a) :

$$1) \frac{h_t}{l} \frac{1}{16} = > \frac{17}{380} = \mathbf{0,045} \quad \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \frac{4,2}{f_e} = > \frac{4,2}{100 \times 15} = \mathbf{0,0030} \quad \frac{4,2}{400} = \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

$$3) \frac{h_t}{l} \frac{M_t}{10M_0} = > \frac{17}{380} \frac{19019,158}{10 \times 22375,48} = \mathbf{0,045} \quad \mathbf{0,085} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

★ Type (b) :

$$1) \frac{h_t}{l} \frac{1}{16} = > \frac{17}{405} = \mathbf{0,042} \quad \mathbf{0,0625} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \frac{4,2}{f_e} = > \frac{3,93}{100 \times 15} = \mathbf{0,00235} \quad \frac{4,2}{400} = \mathbf{0,0105} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

$$3) \frac{h_t}{l} \frac{M_t}{10M_0} = > \frac{17}{380} \frac{20144,626}{10 \times 23699,56} = \mathbf{0,042} \quad \mathbf{0,085} \dots\dots\dots (\text{C : non vérifier})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m .

Calcul de la flèche

★ Type (a)

Position du centre de gravité de la section homogène

$$Y_G = \frac{A_i \cdot y_i}{A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + y \cdot A_s}$$

Avec : $\alpha =$ coefficient d'équivalence ($\alpha = 15$)

$$Y_G = \frac{A_i \cdot y_i}{A_i} = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 3.56 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 4.52} = 8.698 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 17 - 8,698 = 8.302 \text{ cm}$.

$$= y_G - 2 = 6,302 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} (y_G^3 - y'_G^3) + \alpha \times A \times y^2 = 4982.41 \text{ cm}^2$$

Déformations instantanées

$$i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.00237.$$

$$i = \frac{0.05 \times 2.1}{2+3 \times 0.00237} = > i = 6.502$$

Déformations de longue durée

$$y = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times i = > y = 2.601.$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S

g: C'est l'ensemble des charges permanentes .

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{5140 \times 2 + (7810 \times 1.80)}{2 + 1.80} = 6404.74 \text{ N/ml.}$$

$$j_{eq} = \frac{(4000 \times 3,15) + (6668,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 4592,94 \text{ N/m}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 6404,74 + 4592,94 = 11000,68 \text{ N/m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{6404,74 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_g = 10852,18 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{4592,94 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_j = 9416,96 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{11000,68 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_p = 15977,96 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature

$$1 = 100 \times 0,323 \Rightarrow 1 = 0,911$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{10852,18}{4,52 \times 0,911 \times 15} = 175,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{9416,96}{4,52 \times 0,911 \times 15} = 152,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{15977,96}{4,52 \times 0,911 \times 15} = 258,68 \text{ MPa}$$

Calcul du coefficient μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00237 \times 175,69 + 2,1} = 0,1891$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00237 \times 152,46 + 2,1} = 0,1272$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00237 \times 258.68 + 2.1} = 0,3531$$

Donc :

$$I_{IV}^g = (1,1 I_0) / (1 + \nu \times \mu_g) = (1,1 \times 4982.41) / (1 + 2,601 \times 0,1891) = 27187,16 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_g) = (1,1 \times 4982.41) / (1 + 6,502 \times 0,1891) = 18191,81 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_j) = (1,1 \times 4982.41) / (1 + 6,502 \times 0,1272) = 22199,19 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + i \times \mu_p) = (1,1 \times 4982.41) / (1 + 6,502 \times 0,3531) = 12306,10 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la flèche**

On a: $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

$$f_v^g = M_g \cdot 2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 0,59 \text{ cm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot 2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 0,27 \text{ cm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot 2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 0,24 \text{ cm}.$$

$$f_i^p = M_p \cdot 2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^p = 0,70 \text{ cm}.$$

- **La flèche totale**

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,74 \text{ cm}.$$

$$f_t = 0,74 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 380 / 500 = 0,76 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

★ **Type (b)**

Position du centre de gravité de la section homogène

$$Y_G = \frac{A_l \cdot y_l}{A_l} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + y \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{A_i \cdot y_i}{A_i} = \frac{100 \times 17 \times \frac{17}{2} + 15 \times 3.93 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3.93} = 8.717 \text{ cm}$$

. Alors : $y'_G = h - y_G = 17 - 8,717 = 8.283 \text{ cm}$.

$$= y_G - 2 = 6,283 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} (y_G^3 - y'_G{}^3) + A \times y_G^2 = 5463.44 \text{ cm}^2$$

Déformations instantanées

$$i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.93}{100 \times 15} = 0.00263$$

$$i = \frac{0.05 \times 2.1}{2 + 3 \times 0.00263} = > i = 7.98$$

Déformations de longue durée

$$y = \frac{2}{5} \times i = > y = 3.193$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S

$$g_{eq} = 5223.86 \text{ N/ml.}$$

$$J_{eq} = 3681,78 \text{ N/m}$$

$$P = g_{eq} + q = 6882,78 \text{ N/m}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 10901,20 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 7520,79 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = 12944,79 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction effective de l'armature

$$1=100 \times \quad = 0.263 \Rightarrow 1=0,924 \quad .$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{10901,20}{3,93 \times 0,924 \times 15} = 200,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{7520,79}{3,93 \times 0,924 \times 15} = 138,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_l \cdot d} = \frac{12944,79}{3,93 \times 0,924 \times 15} = 237,65 \text{ MPa}$$

Calcul du coefficient μ

$$\mu_g = 0,0765$$

$$\mu_j = 0,0256$$

$$\mu_p = 0,2238$$

Donc :

$$f_v^g = 33019,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow f_{vg} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_i^g = 26450,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow f_{ig} = 0,12 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = 34096,48 \text{ cm}^2 \Rightarrow f_{ij} = 0,10 \text{ cm.}$$

$$f_i^p = 16156,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow f_{ip} = 0,23 \text{ cm.}$$

- **La flèche totale**

$$f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,30 \text{ cm.}$$

$$f_t = 0,30 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 405 / 500 = 0,81 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

1- Dimensionnement

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$. h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palier (30×25) cm².

2 - Méthode de calcul

La poutre palier est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

3 -Évaluation des charges

- **Poids propre de la poutre**

$$g = h.b. \gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 1875 \text{ N/ml}$$

- **La réaction d'escalier**

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 5784.44 \times \frac{4.05}{2} = 11713.49 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2500 \times \frac{4.05}{2} = 5062.5 \text{ N/ml.}$$

- **Poids de mur**

$$g_m = h \cdot \gamma = 2800 \times 1.78 = 4984 \text{ N/ml}$$

4 -Calcul de la poutre à la flexion

4-1- Combinaisons d'actions

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 32666.61 \text{ N/m}$$

$$\text{E.L.S} : P_{ser} = g + P + g_m + q = 23634.99 \text{ N/m}$$

4-2- les sollicitations

$$\text{E.L.U} : M_u = p_u \times \frac{L^2}{2} = 32666.61 \times \frac{(1.575)^2}{2} = 40516.80 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L = 32666.61 \times 1.575 = 51449.91 \text{ N.m}$$

$$\text{E.L.S} : M_{ser} = p_s \times \frac{L^2}{8} = 23634.99 \times \frac{(1.575)^2}{8} = 29314.77 \text{ N.m}$$

4.3. calcul de ferrailage (Armatures longitudinales)

E.L.U

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = 0.146 < \mu = 0,392 \Rightarrow \mu = 0.198 \Rightarrow \mu = 0.921$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

$$A = 4.51 \text{ cm}^2$$

E.L.S

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
0.198	40516.80	29314.77	1.38	25	0.44	Verifier

Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \quad b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$$

$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min}^{RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
4.51	0,85	3.75	4.51	4HA12 = 4.52

4.4 Vérification de la contrainte tangente

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{51449,91}{250 \times 280} = 0,73 \text{ Mpa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{f}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{f}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{f}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition Vérifier})$$

Les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t = \min \left\{ \frac{30}{35} ; 1,4 ; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm soit : } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

4-5- Espacement des armatures transversales

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12w_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t = \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t = 7,5 \text{ cm ;} \quad \text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $S' = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' = 15 \text{ cm}$; Soit $S' = 15 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 60 \text{ cm}$.

4.5. La quantité des armatures transversales

$S_t = \min(0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$

$A_t = 0,003.S.b \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$

5. Calcul de la poutre à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$M_t = M_a (\text{escalier}) = 9479.82\text{N.m}$

5.1. Contraintes tangentés de torsion

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2.\Omega.b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 9479.82\text{N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{9479.82 \times 10^3}{(2 \times 538.18 \times 4.167) \times 10^3} = 2.11 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2$$

5.2 Résistance en torsion et flexion

(Section pleine)

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0.73)^2 + (2.11)^2 = 4.985 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 4.985 \text{ MPa} < \tau_u^2 = 11,09 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V.}).$$

5.3. Les armatures longitudinales

$$A = \frac{\sim T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\chi_s}}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace.

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{93.332 \times 9479.82 \times 10^2}{2 \times 538.18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.36 \text{ cm.}$$

5.4. Les armatures transversales

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\chi_s}}$$

$S_t \text{ min } (0.9d; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$; $S_t = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\chi_s}} = \frac{9479.82 \times 15}{2 \times 538.18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.38 \text{ cm}^2$$

6- Section minimale des armatures

$$1) \frac{A_l \cdot f_e}{b_t \cdot \sim} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.36 \times 400}{4.167 \times 93.332} = 2.43 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.38 \times 400}{4.167 \times 15} = 2.43 \text{ Mpa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

7- Les armatures totales

7-1- Armatures longitudinales

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

*Nappe supérieure :

$$A_{\ell}^{tot} = A_{\ell}^{fl} + \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 4.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

*Nappe inférieure :

$$A_{\ell}^{tot} = \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\ell}^{tot} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

7-2- Armatures transversales

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

7-3- État limite de déformation

$$1) \quad \frac{h}{L} \quad \frac{1}{16} = \frac{30}{1575} = 0.019 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C.V})$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{1575} = 0.019 > 0.1 \quad (M_t=M_0) \quad (\text{C.V})$$

$$3) \quad \frac{A}{b \times d} \quad \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{25 \times 28} = 0.0064 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{C.V})$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Fig.III.4.3 ferrailage d'escalier.



CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE



IV.3 CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

IV.3.1 Méthode dynamique modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

IV.3.2 Calcul des modes propres

Il s'agit de rechercher les modes propres de vibration de la structure supposée non amortie, par la détermination des pulsations (w_i), et des vecteurs de déplacement (Φ_i).

- Pour la détermination des pulsations (w_i) : $\det [K - M W_i^2] = 0$.
- Pour la détermination des vecteurs de déplacement (Φ_i) : $\det [K - M W_i^2] \Phi_i = 0$.
- ✓ K : matrice rigidité.
- ✓ M : matrice masse.

$$[K] = \begin{pmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & -K_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -K_3 & K_3 + K_4 & -K_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -K_4 & K_4 + K_5 & -K_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -K_5 & K_5 + K_6 & -K_6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -K_6 & K_6 + K_7 & -K_7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_7 & K_7 + K_8 & -K_8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -K_8 & K_8 + K_9 & K_9 & 0 \end{pmatrix}$$

$$[M] = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_6 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_7 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_9 & 0 \end{pmatrix}$$

Niveau	$K_{\text{longitudinal}} (\text{k N / m}^2)$	$K_{\text{transversal}} (\text{k N / m}^2)$	M (t)
9	782646,871	1705658,298	279,440876
8	782646,871	1705658,298	268,197825
7	782646,871	1705658,298	268,197825
6	782646,871	1705658,298	268,197825
5	782646,871	1705658,298	268,197825
4	1677369,857	839223,753	267,439146
3	1677369,857	839223,753	267,439146
2	1677369,857	839223,753	267,439146
1	1677369,857	839223,753	267,439146

❖ Sens longitudinal

Les modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
W (rad /s)	5.157	20.172	32.243
T (sec)	0.765	0.253	0.193
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0.1365	0.3345	-0.8249
2	0.1693	0.6348	-1.0537
3	0.3912	0.8278	-0.7106
4	0.5298	0.8513	0.1292
5	0.6324	0.7264	0.4231
6	0.7655	-0.2168	1.0369
7	0.8313	-0.0311	0.7733
8	0.8422	-0.3251	-0.2763
9	1	-1	-1

❖ Sens transversal

Les modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
W (rad /s)	3.614	18.533	29.256
T (sec)	0.834	0.362	0.145
Niveau	Vecteur normé	Vecteur normé	Vecteur normé
1	0.1461	-0.3294	-0.8310
2	0.1532	-0.6246	-1.0462
3	0.3813	-0.8336	-0.7213
4	0.5618	-0.80711	-0.1032
5	0.6442	-0.7386	0.4176
6	0.7613	-0.2211	1.0296
7	0.8228	0.0583	0.7860
8	0.8019	0.3194	0.2624
9	1	-1	-1

IV.3.3 Détermination du coefficient de participation

$$\bar{r}_i = \frac{\left(\sum W_k \cdot \sum \Phi_{ki} \right)^2}{\sum W_k \cdot \Phi_{ki}^2 \cdot \sum W_k}$$

W_k : La masse concentrée dans le niveau « k ».

➤ Sens Longitudinal

Les modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
α_t	0.913	0.075	0.022

➤ Sens Transversal

Les modes	Mode 1	Mode 2	Mode 3
α_t	0.821	0.137	0.034

IV.3.4 Nombre de modes à considérer

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considéré, avec :

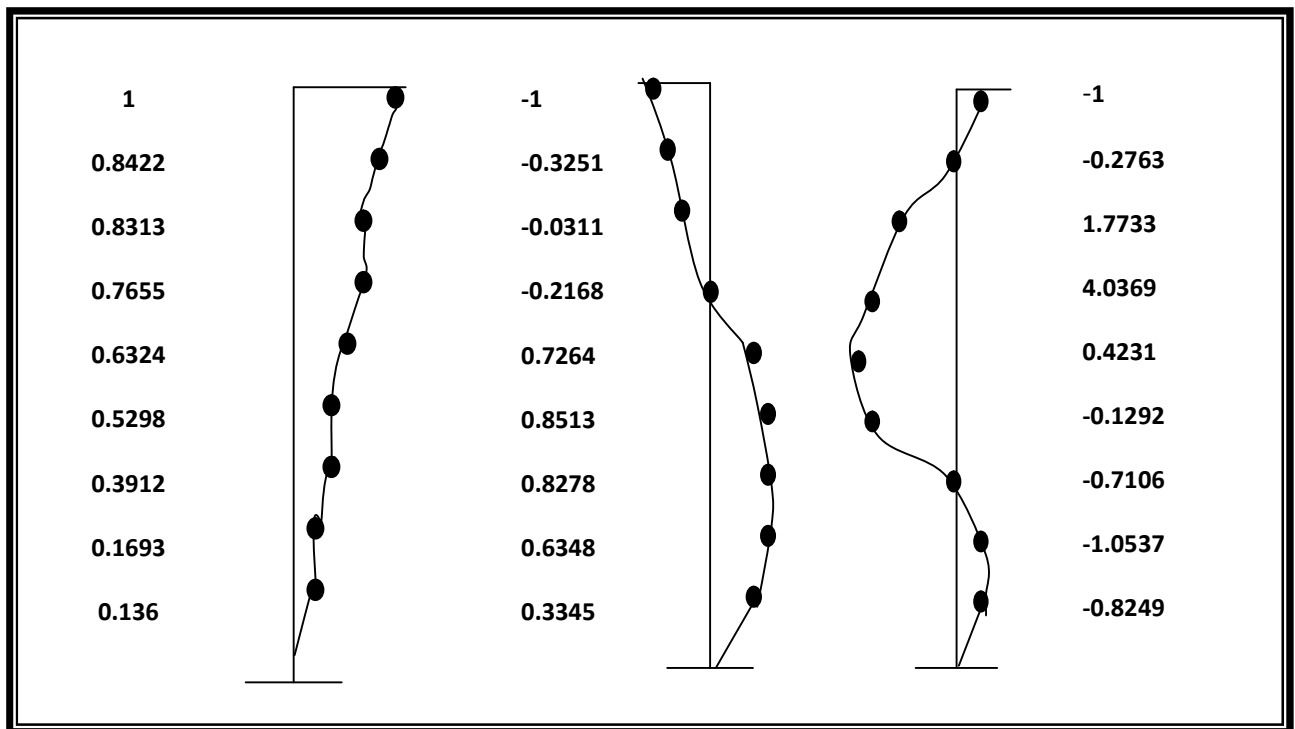
$$\sum \bar{r}_i \geq 90 \% .$$

- Sens longitudinal : $\overline{r_1} + \overline{r_2} + \overline{r_3} > 90\%$.

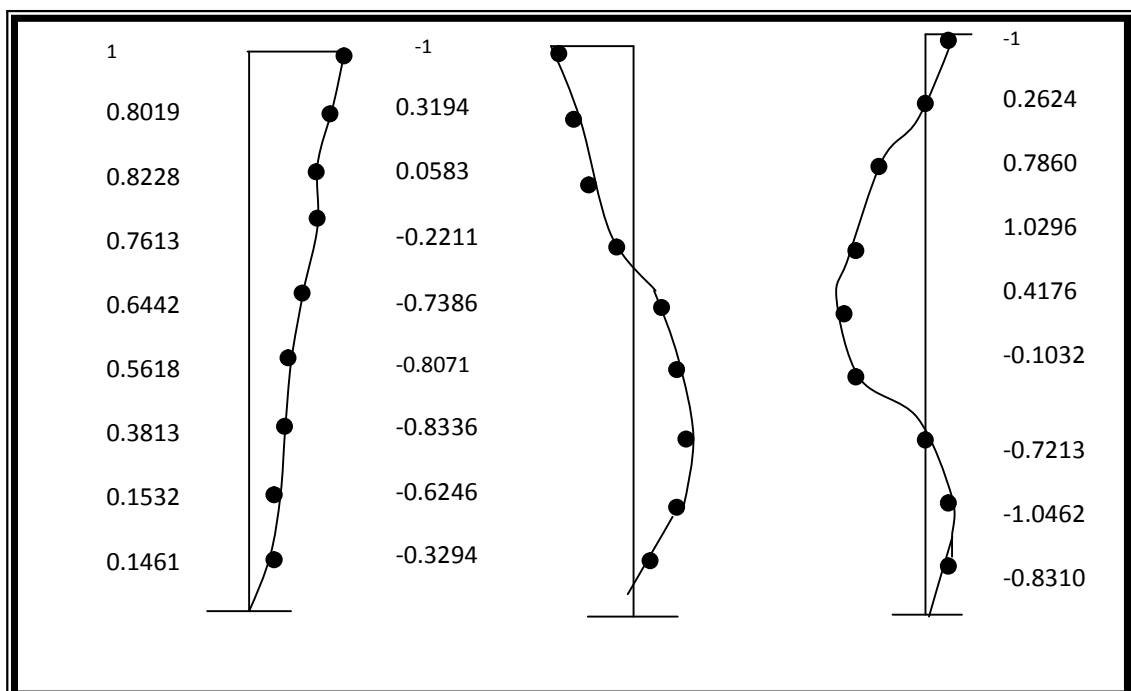
- Sens transversal : $\overline{r_1} + \overline{r_2} + \overline{r_3} > 90\%$.

IV.3.5 Présentation des formes propres de vibration

Sens longitudinal



Sens transversal



IV.3.6 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1), groupe 2, zone II a → A= 0.15.
- **y** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

$$y = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique .

$$\xi = 7 \% \Rightarrow y = 0.88$$

- **R** : Coefficient de comportement de la structure. Système de contreventement mixte portiques /voiles → R=5.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site 2 → $T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.40$ s

Q : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$.

Critère q	Valeur de Pq	
	Sens xx	Sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.15	0.15

$$Q_x = Q_y = 1.15.$$

❖ Sens Longitudinal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	0.765	0.253	0.193
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,40	0,40	0,40
Sa/g	0,0684	0,0948	0, 0948

❖ Sens Transversal

Les modes	mode 1	mode 2	mode 3
T (sec)	0.834	0.362	0.145
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,50	0,50	0,50
Sa/g	0,0657	0,0948	0, 0948

IV.3.7 Calcul du force sismique a la base

$$V_i = (Sa/g)_i \cdot \bar{r}_i \cdot W$$

$$V = \sqrt{\sum V_i^2}$$

➤ Sens Longitudinal

Mode i	Sa/g	\bar{r}_i	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,0684	0.913	2421.989	151.2512
mode 2	0,0948	0.075	2421.989	17.2203
mode 3	0, 0948	0.022	2421.989	5.0513
				152.312

➤ Sens Transversal

Mode i	Sa/g	\bar{r}_i	W (t)	Vi (t)
mode 1	0,0664	0.821	2421.989	132.0332
mode 2	0,1008	0.137	2421.989	33.4466
mode 3	0,1008	0.034	2421.989	8.3006
				136.456

IV.3.8 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_{ki} = \frac{V_i \cdot W_k \cdot \Phi_{ki}}{\sum W_k \cdot \Phi_{ki}} \quad \text{avec : } \begin{cases} k : \text{niveau considéré} \\ i : \text{mode considéré} \end{cases}$$

✓ **Sens Longitudinal**

			Mode 1		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	W_k·Φ_{ki}	F_{ki} (t)
1	267,439146	151.2512	0.1365	36,5054434	3,85773557
2	267,439146	151.2512	0.1693	45,2774474	4,78472258
3	267,439146	151.2512	0.3912	104,622194	11,0560158
4	267,439146	151.2512	0.5298	141,68926	14,9731011
5	268,197825	151.2512	0.6324	169,608305	17,9234637
6	268,197825	151.2512	0.7655	205,305435	21,6957803
7	268,197825	151.2512	0.8313	222,952852	23,5606821
8	268,197825	151.2512	0.8422	225,876208	23,8696096
9	279,440876	151.2512	1	279,440876	29,5300894
Σ				1431,27802	

			Mode 2		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	W_k·Φ_{ki}	F_{ki} (t)
1	267,439146	17.2203	0.3345	89,4583943	3,27775451
2	267,439146	17.2203	0.6348	169,77037	6,22038435
3	267,439146	17.2203	0.8278	221,386125	8,11158501
4	267,439146	17.2203	0.8513	227,670945	8,34186074
5	268,197825	17.2203	0.7264	194,8189	7,1381622
6	268,197825	17.2203	-0.2168	-58,1452885	-2,1304426
7	268,197825	17.2203	-0.0311	-8,34095236	-0,3056124
8	268,197825	17.2203	-0.3251	-87,1911129	-3,1946813

9	279,440876	17.2203	-1	-279,440876	-10,238710
Σ				469,986505	

			Mode 3		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	F_{ki} (t)
1	267,439146	5.0513	-0,8249	-220,610552	2,7016471
2	267,439146	5.0513	-1,0537	-281,800628	3,45099473
3	267,439146	5.0513	-0,7106	-190,042257	2,3273008
4	267,439146	5.0513	0,1292	34,5531377	-0,4231456
5	268,197825	5.0513	0,4231	113,4745	-1,3896345
6	268,197825	5.0513	1,0369	278,094325	-3,4056064
7	268,197825	5.0513	0,7733	207,397378	-2,5398355
8	268,197825	5.0513	-0,2763	-74,103059	0,90748295
9	279,440876	5.0513	-1	-279,440876	3,42209666
Σ				-412,478032	

Sens Transversal

			Mode 1		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	F_{ki} (t)
1	267,439146	132.0332	0.1461	39,0728592	3,62181514
2	267,439146	132.0332	0.1532	40,9716772	3,79782395
3	267,439146	132.0332	0.3813	101,974546	9,45241691
4	267,439146	132.0332	0.5618	150,247312	13,9270071
5	268,197825	132.0332	0.6442	172,773039	16,0150043
6	268,197825	132.0332	0.7613	204,179004	18,9261452
7	268,197825	132.0332	0.8228	220,67317	20,4550536

8	268,197825	132.0332	0.8019	215,067836	19,9354733
9	279,440876	132.0332	1	279,440876	25,9024605
Σ				1424,40032	

			Mode 2		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	F_{ki} (t)
1	267,439146	33.4466	-0.3294	-88,0944547	2,60873558
2	267,439146	33.4466	-0.6246	-167,042491	4,94661884
3	267,439146	33.4466	-0.8336	-222,937272	6,60182751
4	267,439146	33.4466	-0.80711	-215,852809	6,39203575
5	268,197825	33.4466	-0.7386	-198,090914	5,86605385
6	268,197825	33.4466	-0.2211	-59,2985391	1,75600393
7	268,197825	33.4466	0.0583	15,6359332	-0,46302591
8	268,197825	33.4466	0.3194	85,6623853	-2,53671487
9	279,440876	33.4466	-1	-279,440876	8,27506521
Σ				-1129,45904	

			Mode 3		
Niveau	W_k (t)	V_i (t)	Φ_{ki}	$W_k \cdot \Phi_{ki}$	F_{ki} (t)
1	267,439146	8.3006	-0.8310	-222,24193	5,54531376
2	267,439146	8.3006	-1.0462	-279,794835	6,9813565
3	267,439146	8.3006	-0.7213	-192,903856	4,81327896
4	267,439146	8.3006	-0.1032	-27,5997199	0,6886599
5	268,197825	8.3006	0.4176	111,999412	-2,79457561
6	268,197825	8.3006	1.0296	276,136481	-6,89007436
7	268,197825	8.3006	0.7860	210,80349	-5,25990525

8	268,197825	8.3006	0.2624	70,3751093	-1,75597855
9	279,440876	8.3006	-1	-279,440876	6,97252464
Σ				-332,666725	

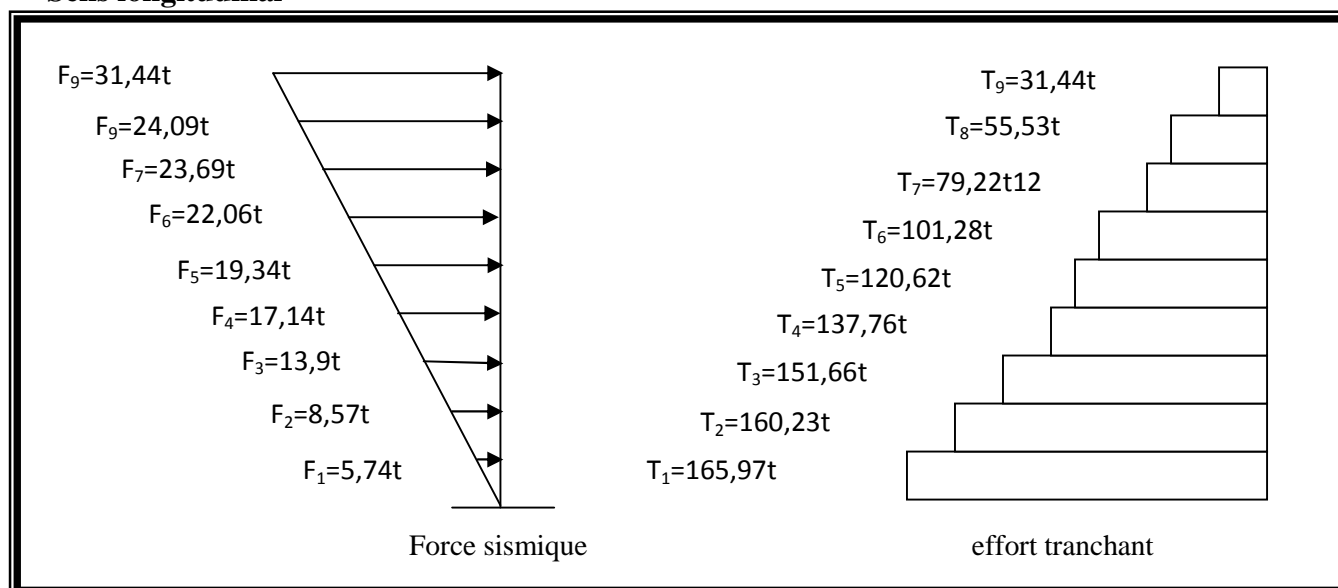
IV.3.9

La force sismique a chaque niveau

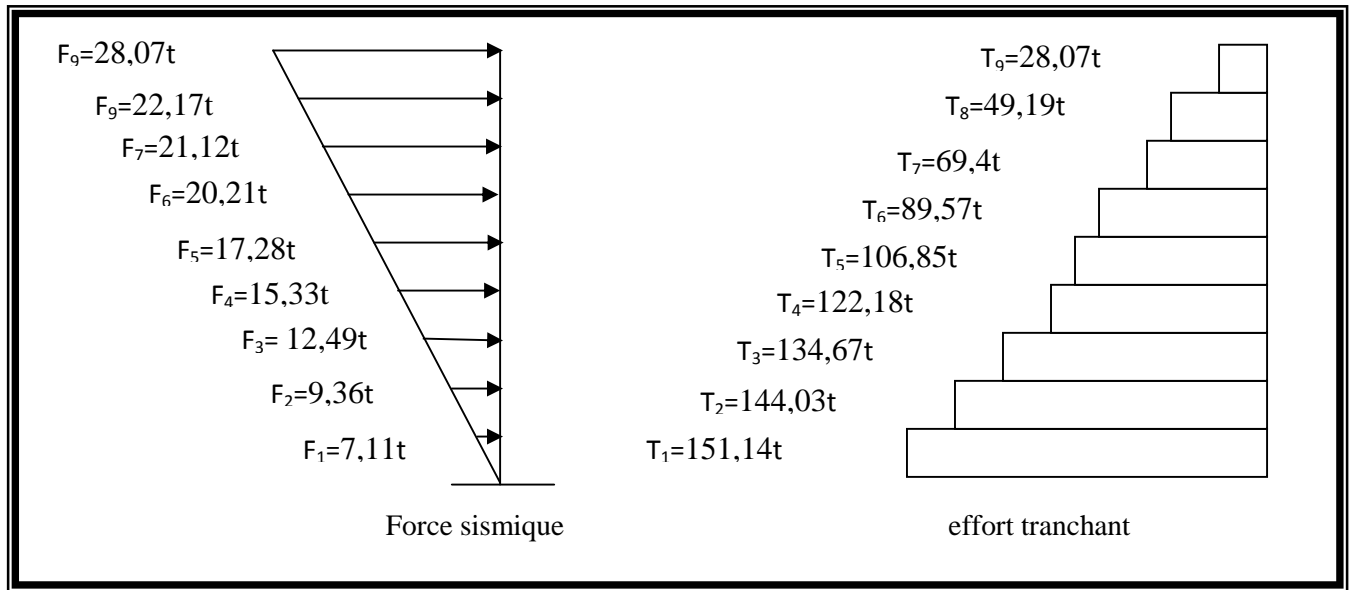
$$F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$$

Niveau	Longitudinal				Transversal			
	F _{k1}	F _{k2}	F _{k3}	F _k (t)	F _{k1}	F _{k2}	F _{k3}	F _k (t)
1	3,857	3,277	2,701	5,74	3,621	2,608	5,545	7,11
2	4,784	6,220	3,450	8,57	3,797	4,946	6,981	9,36
3	11,056	8,111	2,327	13,9	9,452	6,601	4,813	12,49
4	14,973	8,341	-0,423	17,14	13,927	6,392	0,688	15,33
5	17,923	7,138	-1,389	19,34	16,015	5,866	-2,794	17,28
6	21,695	-2,130	-3,405	22,06	18,926	1,756	-6,890	20,21
7	23,560	-0,305	-2,539	23,69	20,455	-0,463	-5,259	21,12
8	23,869	-3,194	0,907	24,09	19,935	-2,536	-1,755	22,17
9	29,530	-10,238	3,422	31,44	25,902	8,275	6,972	28,07

Sens longitudinal



Sens Transversal



IV.1 CENTRE DE MASSE

IV.1.1 Définitions

Le centre de masse d'un niveau considéré est définie mathématiquement par le barycentre des masse, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs. Son coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

X_G : abscisse du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

Y_G : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

x_i : abscisse du centre géomètre de la masses M_i par rapport à o .

y_i : ordonnée du centre géomètre de la masses M_i par rapport à o .

M_i : masse n° i pris en considération.

IV.1.2 Calcul du centre de masse da bâtiment

IV.1.2.1 les planchers

a) Plancher étage courant (5,6,7,8)

panneaux	Si (m ²)	G(N/m)	Xi (m)	Yi (m)	M (N/m)	Xi. M	Yi. M
P 1	4,656	4900	22814,4	5,79	-0,6	132095,376	-13688,64
P 2	12,675	4840	61347	1,93	2,35	118399,71	144165,45
P 3	15,132	4840	73238,88	5,79	2,35	424053,115	172111,368
p 4	8,073	4900	39557,7	9,07	2,35	358788,339	92960,595
P 5	5,33	4900	26117	-1	6,75	-26117	176289,75
P 6	13,325	4840	64493	1,93	6,75	124471,49	435327,75
P 7	15,132	4840	73238,88	5,79	6,75	424053,115	494362,44
P 8	17,472	4840	84564,48	10,27	6,75	868477,21	570810,24
P 9	15,785	4840	76399,4	14,74	6,75	1126127,16	515695,95
P 10	4,095	4900	20065,5	18,54	8,15	372014,37	163533,825
P 11	5,265	4900	25798,5	-1	11,23	-25798,5	289717,155
P 12	13,1625	4840	63706,5	1,93	11,23	122953,545	715423,995
P 13	15,714	4840	76055,76	5,79	11,23	440362,85	854106,185
P 14	18,144	4840	87816,96	10,27	11,23	901880,179	986184,461

P 15	29,565	4840	143094,6	16,46	13,38	2355337,12	1914605,75	
P 16	12,675	4840	61347	5,79	15,6	355199,13	957013,2	
P 17	15,132	4840	73238,88	1,93	15,6	141351,038	1142526,53	
P 18	17,472	4900	85612,8	10,27	15,6	879243,456	1335559,68	
P 19	4,656	4840	22535,04	5,79	18,55	130477,882	418024,992	
Total						1199337,48	9493040,83	11704106,6

$$X_i = 7,91523736 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,75881003 \text{ m}$$

b) **Plancher étage courant (RDC,1,2,3 4)**

panneaux	Si (m ²)	G(N/m)	Xi (m)	Yi (m)	M (N/m)	Xi. M	Yi. M
P 1	4,158	4900	20374,2	5,84	-0,58	118985,328	-11817,036
P 2	11,97	4840	57934,8	1,98	2,4	114710,904	139043,52
P 3	14,364	4840	69521,76	5,84	2,4	406007,078	166852,224
p 4	7,486	4900	36681,4	9,12	2,4	334534,368	88035,36
P 5	5	4900	24500	-0,95	6,8	-23275	166600
P 6	12,6	4840	60984	1,98	6,8	120748,32	414691,2
P 7	14,364	4840	69521,76	5,84	6,8	406007,078	472747,968
P 8	16,644	4840	80556,96	10,32	6,8	831347,827	547787,328
P 9	15	4840	72600	14,79	6,8	1073754	493680
P 10	3,8125	4900	18681,25	18,59	8,03	347284,438	150010,438
P 11	4,9375	4900	24193,75	-0,95	11,28	-22984,062	272905,5
P 12	12,4425	4840	60221,7	1,98	11,28	119238,966	679300,776
P 13	14,931	4840	72266,04	5,84	11,28	422033,674	815160,931
P 14	17,301	4840	83736,84	10,32	11,28	864164,189	944551,555
P 15	28,44	4840	137649,6	16,51	13,43	2272594,9	1848634,13
P 16	11,97	4840	57934,8	1,98	15,65	114710,904	906679,62
P 17	14,364	4840	69521,76	5,84	15,65	406007,078	1088015,54
P 18	16,644	4900	81555,6	10,32	15,65	841653,792	1276345,14
P 19	4,158	4840	20124,72	5,84	18,63	117528,365	374923,534
Total					1134799,14	9105215,12	11136665,4

$$X_i = 8,0236359 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,81377673 \text{ m}$$

c) **Plancher terrasse**

panneaux	Si (m ²)	G(N/m)	Xi (m)	Yi (m)	M (N/m)	Xi . M	Yi . M
P 1	3,88	1,2	4,656	6980	32498,88	5,79	-0,6
P 2	3,25	3,9	12,675	6280	79599	1,93	2,35
P 3	3,88	3,9	15,132	6280	95028,96	5,79	2,35
p 4	3,25	4,1	13,325	6280	83681	1,93	6,75
P 5	3,88	3,9	15,132	6280	95028,96	5,79	6,75
P 6	4,48	3,9	17,472	6280	109724,16	10,27	6,75
P 7	3,85	4,1	15,785	6280	99129,8	14,74	6,75
P 8	3,25	4,05	13,1625	6280	82660,5	1,93	11,23
P 9	3,88	4,05	15,714	6280	98683,92	5,79	11,23
P 10	4,48	4,05	18,144	6280	113944,32	10,27	11,23
P 11	7,3	4,05	29,565	6280	185668,2	16,46	13,38
P 12	3,25	3,9	12,675	6280	79599	5,79	15,6
P 13	3,88	3,9	15,132	6280	95028,96	1,93	15,6
P 14	3,88	1,2	4,656	6980	32498,88	5,79	18,55
P 15	3,15	1,2	3,78	6980	26384,4	14,74	18,55
Total					1309158,94	10370354,7	12623746,9

$X_i = 7,92138709 \text{ m}$

$Y_i = 9,6426389 \text{ m}$

IV.1.2.2 Murs de façades

Murs de façades (5, 6,7,8 étage)

Element	Hi (m)	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi . Mi(Nm)	Yi . Mi(Nm)
1	3,66	3,88	5,79	-1,05	11758,2624	68080,3393	-12346,1755
2	3,66	3,9	7,88	2,35	11818,872	93132,7114	27774,3492
3	3,66	2,11	11,46	4,45	6394,3128	73278,8247	28454,692
4	3,66	4,3	16,81	6,65	13031,064	219052,186	86656,5756
5	1,2	3,35	18,64	9,35	3328,56	62044,3584	31122,036
6	3,66	3,85	14,74	19	11667,348	171976,71	221679,612
7	1,2	3,9	12,66	15,6	3875,04	49058,0064	60450,624
8	3,66	4,48	10,27	13,4	13576,5504	139431,173	181925,775
9	1,2	3,9	7,88	15,6	3875,04	30535,3152	60450,624

10	3,66	3,88	5,79	19	11758,2624	68080,3393	223406,986
11	1,2	4,25	0,45	11,13	4222,8	1900,26	46999,764
12	1,2	4,1	0,45	6,75	4073,76	1833,192	27497,88
Total					99379,872	978403,415	984072,742

$X_i = 9,845\text{m}$

$Y_i = 9,902\text{m}$

IV.1.2.3 Poutres transversales

2.3.1 Poutres transversales (30×40) cm^2 : (5, 6, 7, 8 étage).

Elément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	$X_i \times M_i$	$Y_i \times M_i$
1	3,9	3,7	2,35	11700	43290	27495
2	3,9	7,88	2,35	11700	92196	27495
3	4,1	0,15	6,75	12300	1845	83025
4	4,1	3,7	6,75	12300	45510	83025
5	4,1	7,88	6,75	12300	96924	83025
6	4,1	12,66	6,75	12300	155718	83025
7	4,1	16,81	6,75	12300	206763	83025
8	4,05	0,15	11,23	12150	1822,5	136444,5
9	4,05	3,7	11,23	12150	44955	136444,5
10	4,05	7,88	11,23	12150	95742	136444,5
11	4,05	12,66	11,23	12150	153819	136444,5
12	8,35	16,81	13,38	25050	421090,5	335169
13	3,9	3,7	15,6	11700	43290	182520
14	3,9	7,88	15,6	11700	92196	182520
15	3,9	12,66	15,6	11700	148122	182520
Total				193650	1643283	1898622

$$X_i = 8,48584043 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,80439969 \text{ m}$$

2.3.2 Poutres transversales (30×40) cm² : (RDC+1, 2,3 ,4 étage).

élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi × Mi	Yi × Mi
1	3,8	3,75	2,4	11400	42750	27360
2	3,8	7,93	2,4	11400	90402	27360
3	4	0,15	6,8	12000	1800	81600
4	4	3,75	6,8	12000	45000	81600
5	4	7,93	6,8	12000	95160	81600
6	4	12,71	6,8	12000	152520	81600
7	4	16,86	6,8	12000	202320	81600
8	3,95	0,15	11,28	11850	1777,5	133668
9	3,95	3,75	11,28	11850	44437,5	133668
10	3,95	7,93	11,28	11850	93970,5	133668
11	3,95	12,71	11,28	11850	150613,5	133668
12	8,25	16,51	13,43	24750	408622,5	332392,5
13	3,8	3,75	15,65	11400	42750	178410
14	3,8	7,93	15,65	11400	90402	178410
15	3,8	12,71	15,65	11400	144894	178410
Total				189150	1607419,5	1865014,5

$$X_i = 8,49812054 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,8599762 \text{ m}$$

IV.1.2.4 Poutres longitudinales

2.4.1 Poutres longitudinales (30×35) cm² : (5, 6,7,8 étage).

élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi × Mi	Yi × Mi
1	3,88	5,79	0,15	10185	58971,15	1527,75

2	2,07	9,07	0,15	5433,75	49284,1125	815,0625
3	3,25	1,93	4,5	8531,25	16465,3125	38390,625
4	3,88	5,79	4,5	10185	58971,15	45832,5
5	2,07	9,07	4,5	5433,75	49284,1125	24451,875
6	2,11	11,46	4,5	5538,75	63474,075	24924,375
7	4,48	10,27	9	11760	120775,2	105840
8	3,15	18,54	9	8268,75	153302,625	74418,75
9	3,25	1,93	13,45	8531,25	16465,3125	114745,313
10	3,88	5,79	13,45	10185	58971,15	136988,25
11	2,14	9,1	13,45	5617,5	51119,25	75555,375
12	2,14	11,44	13,45	5617,5	64264,2	75555,375
13	7,3	16,46	13,45	19162,5	315414,75	257735,625
14	3,88	5,79	17,75	10185	58971,15	180783,75
15	3,85	17,74	17,75	10106,25	179284,875	179385,938
Total				134741,25	1315018,43	1336950,56

$$X_i = 9,75958309 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,92235536 \text{ m}$$

2.4.2 Poutres longitudinales (30×35) cm² : (RDC+1, 2,3 ,4 étage).

élément	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi× Mi	Yi ×Mi
1	3,78	5,84	0,15	9922,5	57947,4	1488,375
2	1,97	9,12	0,15	5171,25	47161,8	775,6875
3	3,15	1,98	4,55	8268,75	16372,125	37622,8125
4	3,78	5,84	4,55	9922,5	57947,4	45147,375
5	1,97	9,12	4,55	5171,25	47161,8	23529,1875
6	2,01	11,51	4,55	5276,25	60729,6375	24006,9375
7	4,38	10,32	9,05	11497,5	118654,2	104052,375
8	3,05	18,59	9,05	8006,25	148836,188	72456,5625

9	3,15	1,98	13,5	8268,75	16372,125	111628,125
10	3,78	5,84	13,5	9922,5	57947,4	133953,75
11	2,09	9,18	13,5	5486,25	50363,775	74064,375
12	2,09	11,47	13,5	5486,25	62927,2875	74064,375
13	7,2	16,51	13,5	18900	312039	255150
14	3,78	5,84	17,8	9922,5	57947,4	176620,5
15	3,75	14,79	17,8	9843,75	145589,063	175218,75
Total				131066,25	1257996,6	1309779,19

$X_i = 9,59817345 \text{ m}$

$Y_i = 9,99326056 \text{ m}$

IV.1.2.5 Poteaux

2.5.1 Poteaux : (30×40)cm² (5,6,7,8 étages)

Elément	H _i (m)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i (N)	X _i × M _i	Y _i × M _i
1	3,06	0,15	0,2	9180	1377	1836
2	3,06	0,15	4,5	9180	1377	41310
3	3,06	0,15	9	9180	1377	82620
4	3,06	0,15	13,45	9180	1377	123471
5	3,06	0,15	17,75	9180	1377	162945
6	3,06	3,7	0,2	9180	33966	1836
7	3,06	3,7	4,5	9180	33966	41310
8	3,06	3,7	9	9180	33966	82620
9	3,06	3,7	13,45	9180	33966	123471
10	3,06	3,7	17,75	9180	33966	162945
11	3,06	7,88	0,2	9180	72338,4	1836
12	3,06	7,88	4,5	9180	72338,4	41310
13	3,06	7,88	9	9180	72338,4	82620

14	3,06	7,88	13,45	9180	72338,4	123471
15	3,06	7,88	17,75	9180	72338,4	162945
16	3,06	10,25	0,2	9180	94095	1836
17	3,06	10,25	4,5	9180	94095	41310
18	3,06	12,66	4,5	9180	116218,8	41310
19	3,06	12,66	9	9180	116218,8	82620
20	3,06	12,66	13,45	9180	116218,8	123471
21	3,06	12,66	17,75	9180	116218,8	162945
22	3,06	16,81	4,5	9180	154315,8	41310
24	3,06	16,81	9	9180	154315,8	82620
25	3,06	16,81	17,75	9180	154315,8	162945
26	3,06	20,26	9	9180	185986,8	82620
27	3,06	20,26	13,45	9180	185986,8	123471
Total				247860	2212380	2345949

$X_i = 8,92592593 \text{ m}$

$Y_i = 9,46481481 \text{ m}$

2.5.2 Poteaux : $(40 \times 50)\text{cm}^2$ (RDC+1,2 ,3 ,4 étages)

Elément	H _i (m)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i (N)	X _i × M _i	Y _i × M _i
1	3,06	0,2	0,25	15300	3060	3825
2	3,06	0,2	4,55	15300	3060	69615
3	3,06	0,2	9,05	15300	3060	138465
4	3,06	0,2	13,8	15300	3060	211140
5	3,06	0,2	18,1	15300	3060	276930
6	3,06	3,75	0,25	15300	57375	3825
7	3,06	3,75	4,55	15300	57375	69615
8	3,06	3,75	9,05	15300	57375	138465
9	3,06	3,75	13,5	15300	57375	206550
10	3,06	3,75	17,8	15300	57375	272340

11	3,06	7,93	0,25	15300	121329	3825
12	3,06	7,93	4,55	15300	121329	69615
13	3,06	7,93	9,05	15300	121329	138465
14	3,06	7,93	13,5	15300	121329	206550
15	3,06	7,93	17,8	15300	121329	272340
16	3,06	10,3	0,25	15300	157590	3825
17	3,06	10,3	4,55	15300	157590	69615
18	3,06	12,67	4,55	15300	193851	69615
19	3,06	12,67	9,05	15300	193851	138465
20	3,06	12,67	13,5	15300	193851	206550
21	3,06	12,67	17,8	15300	193851	272340
22	3,06	16,82	4,55	15300	257346	69615
24	3,06	16,82	9,05	15300	257346	138465
25	3,06	16,82	17,8	15300	257346	272340
26	3,06	20,27	9,05	15300	310131	138465
27	3,06	20,27	13,5	15300	310131	206550
Total				413100	3701835	3939750

$$X_i = 8,96111111 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,53703704 \text{ m}$$

IV.1.2.6 L'acrotère

Element	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi. Mi(Nm)	Yi. Mi(Nm)
1	3,55	1,78	0,15	5325	9478,5	798,75
2	4,48	5,79	-1,05	6720	38908,8	-7056
3	4,3	7,88	2,35	6450	50826	15157,5
4	2,37	9,215	4,45	3555	32759,325	15819,75
5	2,41	11,605	4,45	3615	41952,075	16086,75
6	4,15	14,885	4,45	6225	92659,125	27701,25

7	4,5	16,81	6,55	6750	113467,5	44212,5
8	3,45	18,685	8,95	5175	96694,875	46316,25
9	4,45	21,31	11,03	6675	142244,25	73625,25
10	4,3	21,31	10,95	6450	137449,5	70627,5
11	3,45	18,385	17,7	5175	95142,375	91597,5
12	4,15	14,585	18,6	6225	90791,625	115785
13	4,3	12,66	15,4	6450	81657	99330
14	4,78	10,12	13,4	7170	72560,4	96078
15	4,3	7,88	15,4	6450	50826	99330
16	4,18	5,64	18,6	6270	35362,8	116622
17	3,55	1,78	17,7	5325	9478,5	94252,5
18	4,3	0,15	15,4	6450	967,5	99330
19	4,45	0,45	11,03	6675	3003,75	73625,25
20	4,5	0,45	6,55	6750	3037,5	44212,5
21	3,9	0,15	2,35	5850	877,5	13747,5
Total				125730	1200144,9	1247199,75

$$X_i = 9,54541398 \text{ m}$$

$$Y_i = 9,91966714 \text{ m}$$

IV.1.2.7 L'escalier

Elément	Si (m ²)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi. Mi(Nm)	Yi. Mi(Nm)
P1	2,16	13,41	5,3	16869,6	226221,336	89408,88
P2	1,08	15,81	6,58	8683,2	137281,392	57135,456
P3	2,16	13,41	8,2	16869,6	226221,336	138330,72
P4	3,31	15,21	5,49	17013,4	258773,814	93403,566
P5	3,31	5,21	7,97	17013,4	88639,814	135596,798
Total				76449,2	937137,692	513875,42

$$X_i = 12,2583061 \text{ m}$$

$$Y_i = 6,72178937 \text{ m}$$

IV.1.2.8 les voiles

Elément	Hi (m)	Li (m)	Xi(m)	Yi(m)	Mi (N)	Xi. Mi (Nm)	Yi.Mi (Nm)
V1	3,06	3,9	1,4	3,55	59670	83538	211828,5
V2	3,06	3,9	1,4	16,8	59670	83538	1002456
V3	3,06	1,58	2,39	1,3	24174	57775,86	31426,2
V4	3,06	3,25	3,23	10,1	49725	160611,75	502222,5
V5	3,06	1,58	7,09	10,1	24174	171393,66	244157,4
V6	3,06	3,88	2,39	18,95	59364	141879,96	1124947,8
V7	3,06	2,8	11,6	7,3	42840	496944	312732
V8	3,06	2,85	11,6	13,03	43605	505818	568173,15
V9	3,06	3,85	16,04	5,6	58905	944836,2	329868
V10	3,06	3,85	16,04	10,1	58905	944836,2	594940,5
V11	3,06	1,58	20,78	18,95	24174	502335,72	458097,3
V12	3,06	4,05	21,61	12,43	61965	1339063,65	770224,95
V13	3,06	3,9	21,61	16,8	59670	1289468,7	1002456
Total					626841	6722039,7	7153530,3

$X_i = 10,7236759 \text{ m}$

$Y_i = 11,4120332 \text{ m}$

IV.1.3 Tableau réactif

➤ Niveau terrasse

Elément	Xi(m)	Yi (m)	Mi (N)	Xi . Mi (Nm)	Yi.Mi (Nm)
L'acrotère	9.55	9.92	125730	1200144,9	1247199,75
Voile	10.72	11.41	626841	6722039,7	7153530,3
Plancher	7.92	9.64	1309158,94	10370354,7	12623746,9
Poutre tran	8.49	9.80	193650	1643283	1898622
Poutre long	9.76	9.92	134741,25	1315018,43	1336950,56
Poteau	8.96	9.46	413100	3701835	3939750
Mur de façade	9.85	9.90	99379,872	978403,415	984072,742
Total			2737361,06	24441624,1	27590071,3

$X_i = 8.93 \text{ m}$

$Y_i = 10.93 \text{ m}$

➤ Niveau N⁰8/5

Elément	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$M_i \text{ (N)}$	$X_i \cdot M_i \text{ (Nm)}$	$Y_i \cdot M_i \text{ (Nm)}$
Voile	10.72	11.41	626841	6722039,7	7153530,3
Plancher	7.92	9.76	1199337,48	9493040,83	11704106,6
Poutre tran	8.49	9.80	193650	1643283	1898622
Poutre long	9.76	9.92	134741,25	1315018,43	1336950,56
Poteau	8.93	9.46	247860	2212380	2345949
Mur de façade	9.85	9.90	99379,872	978403,415	984072,742
Escalier	12.26	6.72	76449,2	937137,692	513875,42
Total			2737361,06	24441624,1	27590071,3

$X_i = 9.04 \text{ m}$

$Y_i = 10.06 \text{ m}$

➤ Niveau N⁰1/4

Elément	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$M_i \text{ (N)}$	$X_i \cdot M_i \text{ (Nm)}$	$Y_i \cdot M_i \text{ (Nm)}$
Voile	10.72	11.41	626841	6722039,7	7153530,3
Plancher	8.02	9.81	1134799,14	9105215,12	11136665,4
Poutre tran	8.50	9.86	189150	1607419,5	1865014,5
Poutre long	9.60	9.99	131066,25	1257996,6	1309779,19
Poteau	8.96	9.54	413100	3701835	3939750
Mur de façade	9.85	9.90	99379,872	978403,415	984072,742
Escalier	12.26	6.72	76449,2	937137,692	513875,42
Total			2670785,46	24310047	26902687,6

$X_i = 9.10 \text{ m}$

$Y_i = 10.07 \text{ m}$

IV.2 CENTRE DE TORTION

2.1 Calcul de la rigidité

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t} \quad , \quad Y_c = \frac{\sum R_j^l \cdot y_i}{\sum R_j^l}$$

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3} \quad , \quad R_j^l = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

h_e : hauteur d'étage.

E : module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32164.2 \times 10^6$ N/m².

➤ Sens transversal

Niveau	Elément	I poteau	R élément	R j (N/m)	Xi(m)	Yi(m)	R j .Xi (N)	R j .Yi(m)	
5	PortiqueA	0,00416	56038055	280190275	1,5	10,23	420285412,5	2866346513	
	PortiqueB	0,00416	56038055	280190275	5,05	10,23	1414960889	2866346513	
	PortiqueC	0,00416	56038055	280190275	9,23	10,23	2586156238	2866346513	
	PortiqueD	0,00416	56038055	112076110	11,60	10,23	1300082876	1146538605	
	PortiqueE	0,00416	56038055	224152220	14,01	12,38	3140372602	2775004484	
	6	PortiqueF	0,00416	56038055	168114165	18,16	12,38	3052953236	2081253363
	7	PortiqueG	0,00416	56038055	168114165	22,61	14,63	3801061271	2459510234
8	V ₁	0,0026	35023784,2	35023784,2	1,40	3,55	49033297,91	124334434	
	V ₂	0,0026	35023784,2	35023784,2	1,40	16,8	49033297,91	588399574,9	
	V ₃	0,0019	25594303,9	25594303,9	11,60	7,30	296893924,7	186838418,1	
	V ₄	0,0019	25594303,9	25594303,9	11,60	13,03	296893924,7	333493779,2	
	V ₅	0,0027	36370852,8	36370852,8	21,61	12,43	785974129,9	452089700,8	
	V ₆	0,0026	35023784,2	35023784,2	21,61	16,8	756863977	588399574,9	
Σ				1705658298			17950565077	19334901707	

Xi = 9.22 m

$Y_i = 10.14 \text{ m}$

Niveau	Elément	I_{poteau}	$R_{\text{élément}}$	$R_j \text{ (N/m)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$R_j \cdot X_i \text{ (N)}$	$R_j \cdot Y_i \text{ (m)}$	
RDC	PortiqueA	0,0016	21553098	107765490	1,45	10,18	156259961	1097052688	
	PortiqueB	0.0016	21553098	107765490	5	10,18	538827450	1097052688	
	PortiqueC	0.0016	21553098	107765490	9,18	10,18	989287198	1097052688	
	PortiqueD	0.0016	21553098	107765490	11,55	10,18	1244691410	1097052688	
	PortiqueE	0.0016	21553098	86212392	13,96	12,33	1203524992	1062998793	
	1	PortiqueF	0.0016	21553098	64659294	18,11	12,33	1170979814	797249095
	2	PortiqueG	0,0016	21553098	64659294	21,56	14,58	1394054379	942732507
	3	V_1	0,0026	35023784,2	35023784,2	1,40	3,55	49033297,9	124334434
	4	V_2	0,0026	35023784,2	35023784,2	1,40	16,8	49033297,9	588399575
		V_3	0,0019	25594303,9	25594303,9	11,60	7,30	296893925	186838418
	V_4	0,0019	25594303,9	25594303,9	11,6	13,03	296893925	333493779	
	V_5	0,0027	36370852,8	36370852,8	21,61	12,43	785974130	452089701	
	V_6	0,0026	35023784,2	35023784,2	21,61	16,8	756863977	588399575	
Σ				839223753			8932317756	9464746630	

$X_i = 9.34 \text{ m}$

$Y_i = 10.08 \text{ m}$

➤ Sens longitudinale

Niveau	Elément	I_{poteau}	$R_{\text{élément}}$	$R_j \text{ (N/m)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$R_j X_i \text{ (N)}$	$R_j Y_i \text{ (N)}$
5	Portique A	0.0016	21553098	86212392	6,50	1,40	560380548	120697348,8
	Portique B	0.0016	21553098	129318588	9,78	5,70	1264735791	737115951,6
	Portique C	0,0016	21553098	129318588	11,5	10,20	1487163762	1319049598
	Portique D	0.0016	21553098	129318588	11,5	14,65	1487163762	1894517314
	Portique E	0.0016	21553098	129318588	11,5	18,95	1487163762	2450587243
6	V_1	0,0011	14817754,9	14817754,9	2,39	1,30	35414434,1	19263081,32
7	V_2	0,0022	29635509,7	29635509,7	3,23	10,10	95722696,4	299318648,2
8	V_3	0,0011	14817754,9	14817754,9	7,09	10,10	105057882	149659324,1
	V_4	0,0026	35023784,2	35023784,2	2,39	18,95	83706844,3	663700711
	V_5	0,0026	35023784,2	35023784,2	16,04	5,60	561781499	196133191,6
	V_6	0,0026	35023784,2	35023784,2	16,04	10,1	561781499	353740220,6
	V_7	0,0011	14817754,9	14817754,9	20,78	18,95	307912946	280796454,6
Σ				782646871			8037985425	8484579086

$X_i = 8.97 \text{ m}$

$Y_i = 9.64 \text{ m}$

Niveau	Elément	I_{poteau}	$R_{\text{élément}}$	$R_j(\text{N/m})$	$X_i(\text{m})$	$Y_i(\text{m})$	$R_j X_i(\text{N})$	$R_j Y_i(\text{N})$
RDC 1 2 3 4	Portique A	0,00416	56038055	224152220	6,55	3,20	1468197041	717287104
	Portique B	0,00416	56038055	336228330	9,83	5,70	3305124484	1916501481
	Portique C	0,00416	56038055	336228330	11,56	10,20	3886799495	3429528966
	Portique D	0,00416	56038055	280190275	11,56	14,65	3238999579	4104787529
	Portique E	0,00416	56038055	336228330	11,56	18,95	3886799495	6371526854
	V1	0,0011	14817754,9	14817754,9	2,39	1,30	35414434,12	19263081,32
	V2	0,0022	29635509,7	29635509,7	3,23	10,10	95722696,4	299318648,2
	V3	0,0011	14817754,9	14817754,9	7,09	10,10	105057882	149659324,1
	V4	0,0026	35023784,2	35023784,2	2,39	18,95	83706844,29	663700711
	V5	0,0026	35023784,2	35023784,2	16,04	5,60	561781498,9	196133191,6
	V6	0,0026	35023784,2	35023784,2	16,04	10,10	561781498,9	353740220,6
	V7	0,0011	14817754,9	14817754,9	20,78	18,95	307912946	280796454,6
Σ				1677369857			17229384948	18221447110

$X_i = 9.06 \text{ m}$

$Y_i = 9.73 \text{ m}$

2.2 Calcul du centre de torsion du bâtiment

Niveau	Sens	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$R_j(\text{N/m})$	$R_i. X_i \text{ (N/m)}$	$R_i. Y_i \text{ (N/m)}$
5,6,7,8	longitudinal	8.97	9.64	782646871	7020544493	7545402841
	transversal	9.22	10.14	1705658298	15733209289	17288111749
				2488305169	22753753782	24833514590
RDC 1,2,3,4	longitudinal	9.06	9.73	1692187612	15337453999	16471618431
	transversal	9.34	10.08	839223753	7841326876	8457678125
				2531411365	23178780875	24929296556

Niveau	X_c	Y_c
5,6,7,8	9.14	9.98
RDC 1,2,3,4	9.16	9.85

2.3 Calcul de l'excentricité

✓ Excentricité Théorique

$$e_x = |X_C - X_G|, \quad e_y = |Y_C - Y_G|$$

✓ Excentricité accidentelle

$$E_a = 0.05 L$$

Donc l'excentricité adoptée : $e = \max(e_{Th}, e_{acc})$.

Niveau	X _G	Y _G	X _c	Y _c	e _{x th}	e _{y th}	e _{x acc}	e _{y acc}	E _x	E _y
Terrasse	8.93	10.93	9.14	9.98	0.21	0.95	1.08	0.99	1.08	0.99
5.6.7.8	9.04	10.06	9.14	9.98	0.10	0.08	1.08	0.99	1.08	0.99
RDC, 1, 2,3,4	9.10	10.07	9.16	9.85	0.06	0.22	1.08	0.99	1.08	0.99

$$X_C = X_G + e_x$$

$$Y_C = Y_G + e_y$$

Niveau	X _C	Y _C
Terrasse	10,01	11,92
5,6,7,8	10,12	11,05
RDC, 1,2,3,4	10,18	11,06

2.4 Modalisation des masses

a) Les charges permanentes

Niveau	Terrasse	5,6,7,8	RDC1,2,3,4
Acrotère	125730	-	-
Plancher	1309158,94	1199337,48	1134799,14
Poutres	328391,25	328391,25	320216,25
Poteaux	247860	247860	413100
Murs ext	99379,872	99379,872	99379,872
Escalier	-	76449,2	76449,2
Voiles	626841	626841	626841
Total	2737361,06	2578258,8	2670785,46

4.2 Les surcharges d'exploitation

Niveau		Q (N/m)	S _i (m ²)	Poids (N)
Terrasse	Plancher	1000	285,2385	285238,5
Etage immédiatement inférieur N°9	Plancher	1500	345,7315	518597,25
	Escalier	1500	12,02	18030

4.3 Calcul du poids de la structure a chaque niveau

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation = **0.20**.

Niveau	G(N)	0.2Q(N)	Wi (n)	Wi (t)
Terrasse	2737361,06	57047,7	2794408,76	279,440876
5,6,7,8	2578258,8	103719,45	2681978,25	268,197825
RDC , 1,2,3,4	2670785,46	3606	2674391,46	267,439146

IV.3 STABILITE DE LOVRAGE DE RENVERSEMENT

$$M_{sta} = \sum W_i \cdot b_i.$$

Le moment stabilisant M_{sta} sera calculé en prenant en compte le poids total équivalant au poids de la construction

$$M_{ren} = \sum F_i \cdot h_i.$$

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

➤ Sens Longitudinal

Niveau	W_i (t)	b_i (m)	M_{sta} (t.m)	F_i (t)	h_i (m)	M_{ren} (t.m)
1	267,439146	9.10	2433,69623	5,74	6.56	37,6544
2	267,439146	9.10	2433,69623	8,57	9.62	82,4434
3	267,439146	9.10	2433,69623	13,9	12.68	176,252
4	267,439146	9.10	2433,69623	17,14	15,74	269,7836
5	268,197825	9.04	2424,50834	19,34	18,8	363,592
6	268,197825	9.04	2424,50834	22,06	21,86	482,2316
7	268,197825	9.04	2424,50834	23,69	24,92	590,3548
8	268,197825	9.04	2424,50834	24,09	27,98	674,0382
9	279,440876	8.93	2495,40702	31,44	31,04	975,8976
\sum			21928,2253			3652,2476

➤ Sens Transversal

Niveau	W_i (t)	b_i (m)	M_{sta} (t.m)	F_i (t)	h_i (m)	M_{ren} (t.m)
1	267,439146	10.93	2923,10987	7,11	6.56	46,6416
2	267,439146	10.93	2923,10987	9,36	9.62	90,0432
3	267,439146	10.93	2923,10987	12,49	12.68	158,3732
4	267,439146	10.93	2923,10987	15,33	15,74	241,2942
5	268,197825	10.06	2698,07012	17,28	18,8	324,864
6	268,197825	10.06	2698,07012	20,21	21,86	441,7906
7	268,197825	10.06	2698,07012	21,12	24,92	526,3104
8	268,197825	10.06	2698,07012	22,17	27,98	564,3566
9	279,440876	10.93	3054,28877	28,07	31,04	871,2928
\sum			25539,0087			3264,9666

➤ **Tableau Récapitulatif**

$$C_s = M_{sta} / M_{ren} .$$

avec C_s : coefficient de sécurité .

Sens Longitudinal			Sens Transversal		
M_{sta} (t.m)	M_{ren} (t.m)	C_s	M_{sta} (t.m)	M_{ren} (t.m)	C_s
21928,2253	3652,2476	6.004	25539,0087	3264,9666	7.822

$$C_s > 1,5 .$$

L'ouvrage est donc stable au renversement.

➤ **Calcul des déplacements dus aux forces sismiques.**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$u_k = R . u_{ek}$$

u_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

$$\{F_i\} = [K] . \{u_{ek}\} \rightarrow \{u_{ek}\} = \{F_i\} . [K]^{-1}$$

$[K]$: Matrice de rigidité.

$\{F_i\}$: Vecteur des forces dans le sens considéré.

R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au « k-1 » est égal à : $\Delta k = u_k - u_{k-1}$

Sens	Longitudinal			Transversal		
	u_{ek} (m)	u_k (m)	U_k (m)	u_{ek} (m)	u_k (m)	U_k (m)
1	0,0002	0,0016	0,0018	0,0002	0,0016	0,0018
2	0,0006	0,0032	0,0038	0,0005	0,0036	0,0041
3	0,0010	0,0048	0,0058	0,001	0,005	0,006
4	0,0011	0,0058	0,0069	0,0010	0,0066	0,0076
5	0,0013	0,0068	0,0081	0,0013	0,0076	0,0089
6	0,0015	0,0078	0,0093	0,0015	0,0092	0,0107
7	0,0017	0,0088	0,0105	0,0017	0,0098	0,0115
8	0,0018	0,009	0,0108	0,0019	0,0100	0,0119
9	0,0018	0,0096	0,0114	0,0020	0,0116	0,0136

Déplacement admissible

$$\Delta_{adm} = 1\%h = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m.}$$

Tous les déplacements relatif sont inférieur à Δ_{adm} .

$$\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm} .$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ**

Les effets du 2^o ordre (ou effet p-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\mu_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

H_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ **Sens longitudinal**

Niveau	P_k (m)	U_k (m)	V_k (m)	h_k (m)	μ_k (m)
1	267,439146	0,0018	165,97	3.06	0,0009
2	267,439146	0,0038	160,23	3.06	0,0020
3	267,439146	0,0058	151,66	3.06	0,0033
4	267,439146	0,0069	137,76	3.06	0,0043
5	268,197825	0,0081	120,62	3.06	0,0058
6	268,197825	0,0093	101,28	3.06	0,0080
7	268,197825	0,0105	79,22	3.06	0,0116
8	268,197825	0,0108	55,53	3.06	0,0170
9	279,440876	0,0114	31,44	3.06	0,0331

✓ Sens transversal

Niveau	P_k (m)	U_k (m)	V_k (m)	h_k (m)	u_k (m)
1	267,439146	0,0018	151,14	3.06	0,0010
2	267,439146	0,0041	144,03	3.06	0,00248
3	267,439146	0,006	134,67	3.06	0,0038
4	267,439146	0,0076	122,18	3.06	0,0054
5	268,197825	0,0089	106,85	3.06	0,0073
6	268,197825	0,0107	89,57	3.06	0,0104
7	268,197825	0,0115	69,4	3.06	0,01452
8	268,197825	0,0119	49,19	3.06	0,0212
9	279,440876	0,0136	28,07	3.06	0,0442

IV.3 CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE (ROBOT)

Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5y (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \mathbf{A} : \quad \text{Coefficient}$$

d'accélération de zone (Tableau 4.1), groupe 2, zone II a → A= 0.15.

- y : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 7%).

$$y = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

- ζ : Pourcentage d'amortissement critique .

$$\zeta = 7 \% \Rightarrow y = 0.88$$

- R : Coefficient de comportement de la structure. Système de contreventement mixte portiques /voiles → R=5.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 2} \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} ; T_2 = 0.40 \text{ s}$$

$$\mathbf{Q} : \text{Facteur de qualité} \quad Q = 1 + \sum_1^6 P_q .$$

Critère q	Valeur de Pq	
	Sens xx	Sens yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05
2- Redondance en plan.	0.05	0.05
3- Régularité en plan.	0.05	0.05
4- Régularité en élévation.	0	0
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.15	0.15

$$\mathbf{Q}_x = \mathbf{Q}_y = 1.15.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99,version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99,version 2003 p31 $\rightarrow C_T = 0,050$

D :la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 28.14^{3/4} = 0,567 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.5 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.5 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.6 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.6 \text{ sec}$$

Nombre de modes à considérer

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

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.

- où 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 l'structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \text{ N et } T_k \geq 0.20 \text{ sec}$$

Ou : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT de la première proposition pour la structure

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1.24	0.81	8.11	22.67	8.10	22.75
2	1.40	0.70	10.48	53.90	18.65	76.65
3	1.61	0.65	61.28	1.69	79.98	78.27
4	3.38	0.29	1.09	5.00	80.80	83.37
5	3.84	0.25	1.60	8.85	82.50	92.30
6	4.28	0.22	11.80	0.20	94.30	92.32
7	5.27	0.17	0.03	2.61	94.30	95.11
8	5.84	0.15	0.33	1.78	94.60	96.90
9	6.56	0.1	3.02	0.05	97.71	97.04

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode de torsion avec la translation ($u_x=8.10\%$, $u_y=22.75\%$)
- le 2^{ème} mode est un mode de torsion avec la translation ($u_x=10.48\%$ $u_y=53.90\%$)
- le 3^{ème} est un mode torsion

Nous remarquons a partir des résultats obtenus que la structure est instable :

- Le mode(1): il ya une torsion avec translation .
- Le mode(2): il ya une torsion avec translation.
- Le mode(3): il ya une torsion.

- La solution :

Pour cette raison ,on propose de change la disposition et l'emplacement de certains voiles pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de

la torsion, les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT pour la deuxième proposition :

Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1.51	0.53	81.60	0.01	81.58	0.01
2	3.62	0.30	0.01	77.30	81.61	77.30
3	4.30	0.25	14.27	0.01	94.87	77.30
4	5.84	0.19	0.01	0.20	94.98	77.39
5	6.92	0.13	2.87	0.01	97.37	77.39
6	9.71	0.10	0.65	0.01	98.17	77.39
7	9.90	0.10	0.01	4.91	98.07	80.50
8	12.45	0.08	0.01	15.07	98.07	94.53
9	13.44	0.06	0.25	0.01	98.13	94.53

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode la translation. ($u_x=81.58\%$, $u_y= 0.01\%$),
- le 2^{ème} mode est un mode la translation ($u_x= 0,01\%$, $u_y= 77.30 \%$).
- le 3^{ème} est un mode la translation ($u_x= 14.27\%$, $u_y= 0.01\%$)

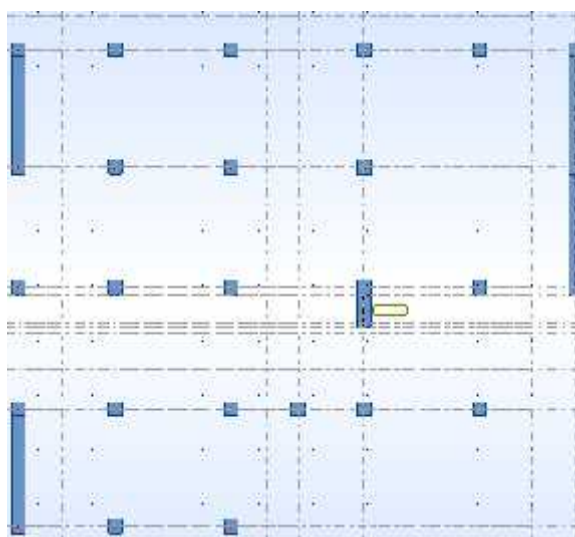


Figure IV.1. La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure.

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

- Le mode(1) : il ya une la translation

- Le mode(2) : il ya une la translation
- Le mode(3) : il ya une la translation

-La solution :

A cause de ces résultats négatifs qui on a les découvrais dans la 1ère disposition des voiles, on a cherché une autre disposition adéquat, qui permis de respecter les conditions préconisées par RPA99/V2003 et aussi le plan d'architecture.

- Pour rigidifier le bâtiment, il y a trois solutions simples :

- 1) Rajouter des voiles supplémentaires.
- 2) Changer leur disposition de tel sort les rendue plus rigide.
- 3) Augmenté les sections des portiques.

Donc on rajouter des voiles des voiles et changement de section de poteau

✓ Deuxième choix de disposition des voiles

On a choisi la disposition des voiles comme suivante

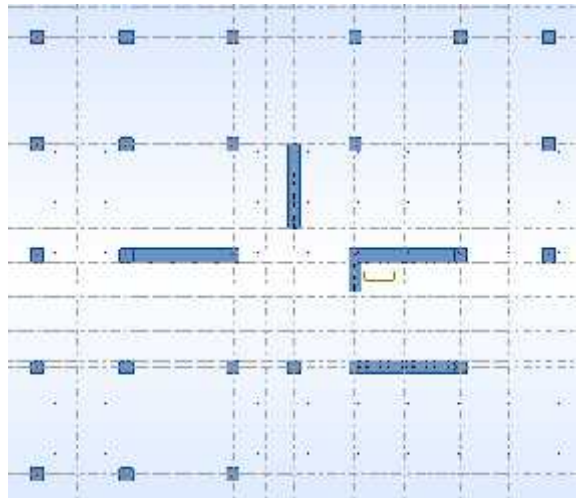


Figure V.2. Deuxième choix de disposition des voiles.

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a titré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant.

Mode	fréquence	période	Masse modale Ux(%)	Masse modale Uy(%)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	2.10	0.54	0.30	80.78	0.30	80.87
2	2.50	0.50	82.67	0.39	82.97	81.09
3	2.70	0.40	0.40	0.54	83.40	82.19
4	5.90	0.20	0.07	12.60	83.51	95.34
5	7.11	0.15	11.97	0.06	95.30	95.34
6	8.09	0.11	0.17	0.18	95.60	95.34
7	9.62	0.09	0.00	1.22	95.60	96.47
8	10.54	0.10	0.02	1.19	95.60	97.08
9	11.97	0.06	1.91	0.00	97.44	97.08

-on constate qu'il faut 5 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 80.78% de participation de masse modale.

-le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 82.57% de participation de masse modale.

-le 3^{eme} mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion).

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ Période fondamentale

RPA99/Versions 2003(Art 4.2.4.4) préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T estimée par les méthode empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

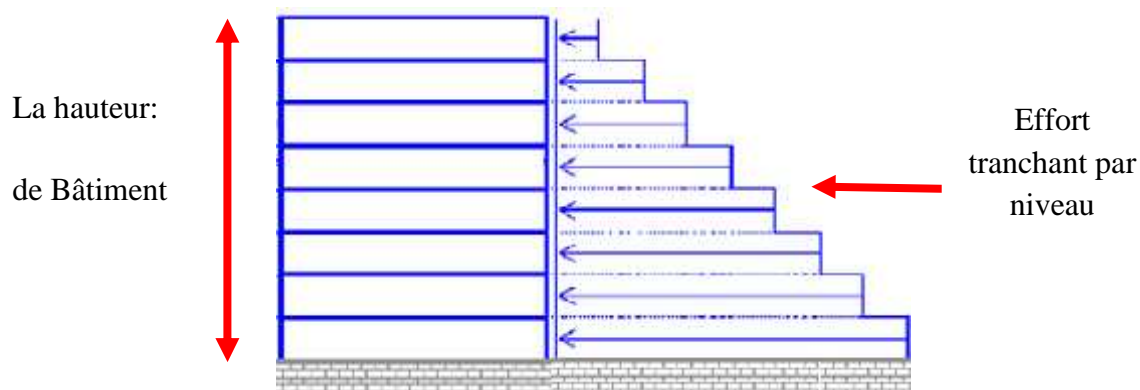
$$1.3 \times T_x = 0.65 > T_{dyn,x} = 0.54 \text{ sec} \quad (C.V)$$

$$1.3 \times T_y = 0.77 > T_{dyn,y} = 0.50 \text{ sec} \quad (C.V)$$

4. L'effort tranchant sismique de l'étage

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

Les résultats sont donnés dans les tableaux pour les deux directions principales.



- **Sens longitudinal**

Etage	Fx (kN) (Total)	Fx sur les Poteaux	Fx sur les voiles
RDC	1634.24	697.12	946.17
1	1465.32	645.28	784.25
2	1379.02	634.13	685.04
3	1254.78	379.48	865.70
4	1125.34	344.68	789.03
5	789.22	284.36	598.34
6	665.12	224.13	345.02
7	347.54	110.32	241.35
8	17.85	17.85	-0.00

- **Sens transversal**

Etage	Fy (kN) (Total)	Fy sur les Poteaux	Fy sur les voiles
RDC	1464.19	897.12	769.25
1	1436.78	635.28	985.60
2	1360.89	698.45	968.97
3	1014.28	345.98	808.67
4	845.27	246.85	628.49
5	685.47	180.52	503.78

6	457.16	119.85	486.79
7	245.36	80.32	220.11
8	18.04	18.04	0.00

- **Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a)**

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\bullet \frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = 0.43 \% > 25\% \dots\dots\dots C.V$$

$$\bullet \frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = 0.61 \% > 25\% \dots\dots\dots C.V$$

- **Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.4.a)**

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT)

❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : 9628.30 KN

❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 55894.71 KN

$$\frac{9628.30}{55894.71} = 17.225 \% < 20 \% \quad C.V$$

Les effort tranchant à la base par ROBOT

Sens longitudinal	VX = 163.424t
Sens transversal	VY = 146.419

-Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T).

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

T : période fondamentale de la structure.

On a : $T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$

$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_{21.15}/T_y)^{2/3}$

Donc : $D_x = 2.011$ $D_y = 1.45$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99/version 2003)

Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$.

sens	A	D	R	Q	W(t)	V(t)	0.8V
longitudinal	0.15	2.011	5	1.15	3152.245	168.23	134.584
transversal	0.15	1.45	5	1.15	3152.245	157.65	126.12

	Vt(t)	V (t)	80%V	Vt > 0.8V
Sens X	163.424	168.23	134.584	CV
Sens Y	146.419	157.65	126.12	CV

5. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

a- Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

b- Centre de gravité des rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_G = \frac{\sum I_{Xi} \times X_i}{\sum I_{Xi}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum I_{Xi} \times Y_i}{\sum I_{Xi}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

Etage	Masse [t]	I _x [tm ²]	I _y [tm ²]	I _z [tm ²]
RDC	205.768	673.2868	110.50135	174.29035
1	205.768	673.2862	110.50115	174.29014
2	205.768	673.2860	110.50113	174.29014
3	205.768	673.2857	110.50111	174.29014
4	205.768	673.2855	110.50109	174.29014

5	189.235	610.6770	103.10327	160.95969
6	189.235	610.6768	103.10325	160.95969
7	189.235	610.6780	103.10324	160.95949
8	165.764	536.0375	956.9958	146.42788

Etage	Masse [t]	Position du centre de gravité G (x,y,z) [m]	Position du centre de rigidités R (x,y,z) [m]	ex ₀ [m]	ey ₀ [m]
RDC	205.768	10,16 11,12 2,31	6,80 12,06 2,31	3,36	0,94
1	205.768	10,16 11,12 5,37	6,80 12,06 5,37	3,36	0,94
2	205.768	10,16 11,12 8,43	6,80 12,06 8,43	3,36	0,94
3	205.768	10,16 11,12 11,49	6,80 12,06 11,49	3,36	0,94
4	205.768	10,16 11,12 14,55	6,80 12,06 14,55	3,36	0,94
5	189.235	10,16 11,19 17,68	6,53 12,08 17,68	3,63	0,89
6	189.235	10,16 11,19 20,74	6,53 12,08 20,74	3,63	0,89
7	189.235	10,16 11,19 23,80	6,53 12,08 23,80	3,63	0,89
8	165.764	10,06 11,29 26,85	6,51 12,10 26,85	3,55	0,81

ex₀ : excentricité théorique suivant x.

ey₀ : excentricité théorique suivant y.

6. Excentricité accidentelle

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$Ex_{\text{totale}} = ex_{\text{théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$Ey_{\text{totale}} = ey_{\text{théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$E_x(\text{acc}) = 0.05L_x$ avec $L_x = 21,60 \text{ m}$ $E_x(\text{acc}) = 1.08\text{m}$

$E_y(\text{acc}) = 0.05L_y$ avec $L_y = 19,81 \text{ m}$ $E_y(\text{acc}) = 0.99 \text{ m}$

NIVEAU	LX (m)	LY (m)	EX (m)	EY (m)
RDC	21,60	19,81	1,08	0,99
1	21,60	19,81	1,08	0,99
2	21,60	19,81	1,08	0,99
3	21,60	19,81	1,08	0,99
4	21,60	19,81	1,08	0,99
5	21,60	19,81	1,08	0,99
6	21,60	19,81	1,08	0,99
7	21,60	19,81	1,08	0,99
8	3.10	3.90	1,15	0.20

7. Calcul des déplacements relatifs horizontaux

- L'article 4.4.3 du RPA99/version2003

- Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau. k . de la structure est calculé comme suit:

$$k = R \cdot e_k$$

Avec

e_k : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif au niveau k . Par rapport au niveau. $k-1$. est égal à :

$$k = k - k-1$$

- L'article 5.10 du RPA99/version2003

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta\kappa \leq 1\% h_i$.

Avec : H_i étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux :

- Sens longitudinal

Etage	Max U _x (cm)	Min U _x (cm)	dr U _x (cm)
RDC	0,1	0,0	0,1
1	0,4	0,1	0,2
2	0,6	0,3	0,3
3	1,0	0,6	0,3
4	1,3	0,9	0,3
5	1,6	1,2	0,4
6	2,0	1,6	0,4
7	2,3	1,9	0,4
8	2,6	0,0	0,4

- Sens transversal

Etage	Max U _y (cm)	Min U _y (cm)	dr U _y (cm)
RDC	0.3	0.0	0.3
1	0.5	0.2	0.2
2	0.9	0.4	0.2
3	1.2	0.6	0.3
4	1.4	0.8	0.2
5	1.7	1.0	0.2
6	1.9	1.2	0.2
7	2.0	1.3	0.1
8	1.9	1.6	0.1

8. Justification de l'effet P-

L'effet du second ordre (ou effet de P-) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

- L'article 5.9 du RPA99/version2003: $\mu = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + S W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

- Sens longitudinal

Résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (**sens x-x**) 157.65

Niveau	Wi (t)	p_k (t)	U_k (m)	V_x	h_k (m)	θ	<0.1
RDC	205.768	205.768	0.003	17.85	3.06	0,0015	vérifie
1	205.768	652.358	0.002	347.54	3.06	0,0030	vérifie
2	205.768	1025.265	0.002	665.12	3.06	0,0049	vérifie
3	205.768	1425.568	0.002	789.22	3.06	0,0081	vérifie
4	205.768	1759.258	0.002	112.534	3.06	0,012	vérifie
5	189.235	2193.279	0.002	125.478	3.06	0,016	vérifie
6	189.235	2547.529	0.001	137.902	3.06	0,014	vérifie
7	189.235	3265.598	0.001	146.532	3.06	0,024	vérifie
8	165.764	3278.253	0.001	163.424	3.06	0,077	vérifie

- Sens transversal

Résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (**sens y - y**)

Niveau	Wi (t)	p_k (t)	U_k (m)	V_x	h_k (m)	θ	<0.1
RDC	205.768	205.768	0.003	18.04	3,06	0.0019	Vérifie
1	205.768	652.358	0.002	245.36	3,06	0,0040	Vérifie
2	205.768	1025.265	0.002	457.16	3,06	0,0065	vérifie
3	205.768	1425.568	0.002	685.47	3,06	0,0154	vérifie
4	205.768	1759.258	0.002	845.27	3,06	0,0153	vérifie
5	189.235	2193.279	0.002	101.428	3,06	0,02036	vérifie
6	189.235	2547.529	0.001	136.089	3,06	0,03465	vérifie
7	189.235	3265.598	0.001	143.678	3,06	0,03214	vérifie
8	165.764	3278.253	0.001	146.419	3,06	0,05236	vérifie

Puisque tous les coefficients k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- peut être négligé pour les deux sens

9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante : $M_s / M_r \geq 1,5$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L_{x,y}/2$$

W : le poids total de la structure dans chaque niveau

- Sens longitudinal

$$M_s = 302356.114 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	1374.57	3.06	5000,7744
1	1319.68	3.06	4483,8792
2	1218.55	3.06	4219,8012
3	1101.79	3.06	3839,6268
4	958.58	3.06	3443,5404
5	784.70	3.06	2415,0132
6	575.01	3.06	2035,2672
7	323.34	3.06	1063,4724
8	17.07	3.06	54,621
		M_{Rx}	26555,9958

- Vérifications

$$M_s / M_{Rx} = 11.385 > 1.5 \Rightarrow \text{(CV)}$$

- Sens transversal

$$M_s = 227854.040 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	1464.19	3,06	4480,4214
1	1436.78	3,06	4396,5468
2	1360.89	3,06	4164,3234
3	1014.28	3,06	3103,6968
4	845.27	3,06	2586,5262
5	685.47	3,06	2097,5382
6	457.16	3,06	1398,9096
7	245.36	3,06	750,8016
8	18.04	3,06	55,2024
		M_{Ry}	23033,9664

-Verifications

$$M_s/M_{Ry} = 9.892 > 1.5 \Rightarrow \text{(CV)}$$

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV. ETUDE SOUS CHARGES HORIZONTALES

IV.1 Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction
Supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui
Dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent
Aussi de plusieurs paramètres :

- ❖ la région.
- ❖ le site.
- ❖ l'altitude.
- ❖ les dimensions de l'ouvrage.

IV.2 Calcul le coefficient dynamique C_d

Sens v_1 du vent : $h= 28.14$ m ; $b = 20.70$ m.

Après l'interpolation : $C_d=0,94$

Sens v_2 du vent : $h= 28.14$ m ; $b= 17.91$ m.

Après l'interpolation : $C_d=0,95$

C_d : dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible
Aux excitations dynamiques.

IV.2.3 Calcul le Coefficient de rugosité C_r

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du
Vent, Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$C_r(z) = k_t \times \ln \frac{z}{z_0} \quad \Rightarrow \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m.}$$

- ❖ K_t : Facteur de terrain.
- ❖ Z_0 : Paramètre de rugosité.
- ❖ Z_{\min} : Hauteur minimale.
- ❖ Z : Hauteur considérée.

$$K_t=0.17$$

$$Z_0 = 0.01 \text{ m}$$

$$Z_{\min} = 2 \text{ m}$$

IV.2.4 Coefficient de d'exposition C_e

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e peut être calculé par la formule :

$$C_e(z) = C_t^2(z) + C_r^2(z) \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{c_r z} \right) \frac{1}{c_t z}$$

❖ Site plat => $C_t = 1$.

IV.2.5 Valeur de pression dynamique q_{dyn}

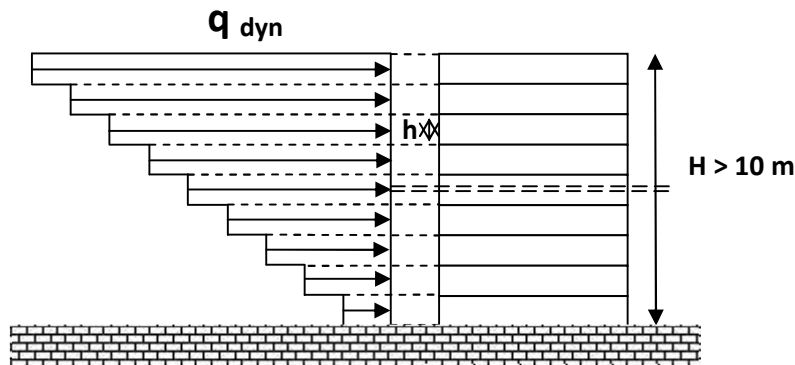


Figure 2. Répartition de la pression dynamique.

Structure permanente => $q_{dyn}(z) = q_{réf} \times C_e(z)$

- ❖ Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément « j ».
- ❖ q_{dyn} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
- ❖ $q_{réf}$: donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$.

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z (m)	K t	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	C r	C t	C e	q _{réf} (N/m ²)	q _{dyn}
3.06	0.17	0.01	2	0,97301	1	3,10463	375	1164,23625
6.12	0.17	0.01	2	1,09084	1	3,48803	375	1308,01125
9.18	0.17	0.01	2	1,15977	1	3,72519	375	1396,94625
12.24	0.17	0.01	2	1,20868	1	3,89924	375	1462,21500
15.30	0.17	0.01	2	1,24661	1	4,03750	375	1514,06250
18.36	0.17	0.01	2	1,27761	1	4,15264	375	1557,24000
21.42	0.17	0.01	2	1,30382	1	4,25149	375	1594,30875
24.48	0.17	0.01	2	1,32652	1	4,33821	375	1626,82875
28.14	0.17	0.01	2	1,35020	1	4,42978	375	1661,16675

IV.2.6 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S = 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

a) Parois verticales

Sens x : $h = 28.14 \text{ m}$; $b = 17.91 \text{ m}$.

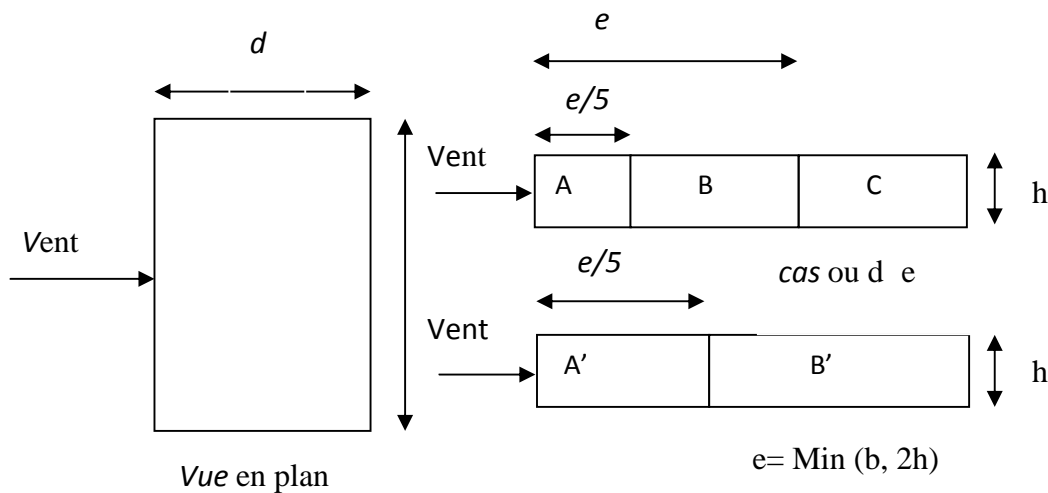
$e = \text{Min}(b, 2h)$.

$\Rightarrow e = \text{Min}(20.70; 2 \times 28.14)$.

$e = 20.70 \text{ m}$.

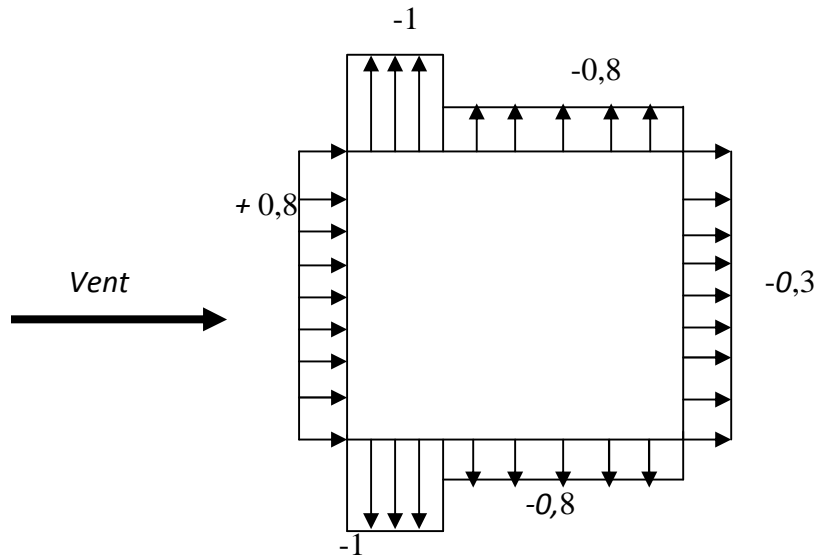
b : dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction. $b = 17.91 \text{ m}$.

h : hauteur total de la construction.



Le tableau suivant résume les résultats

AA'	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



b- Toitures plates

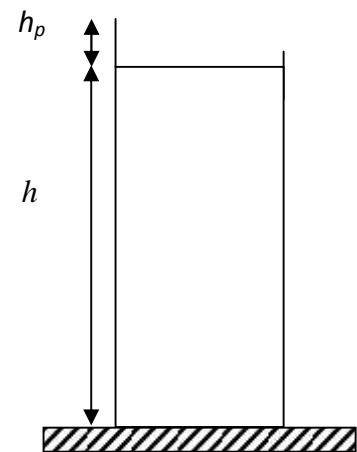
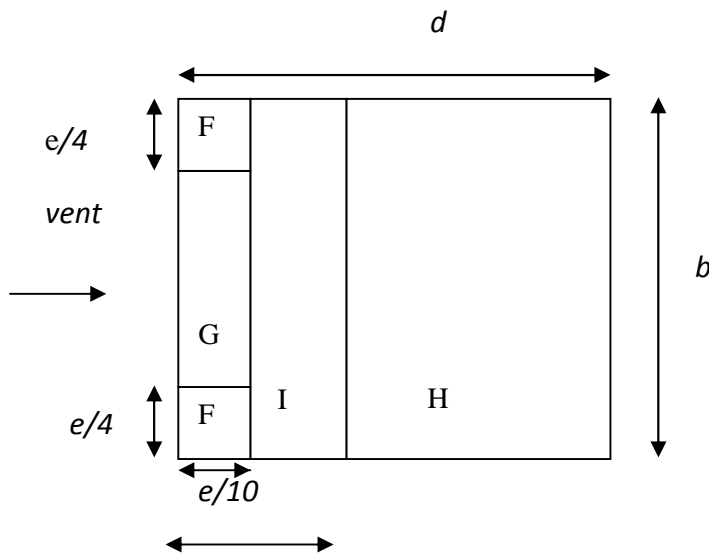
Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après.

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$e = \text{min}[17,91; 2 \times 27,54]$

$e = 17,91$



		Zone			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	hp/h=0.025	-1,6	-1,1	-0,7	±0,2
	hp/h=0.05	-1,4	-0,9	-0,7	±0,2
	hp/h=0.10	-1,2	-0,8	-0,7	±0,2

Avec : $C_{pe} = C_{pe10}; S = 10 \text{ m}^2$

On a ; $H_p/h = 0.6/27,54$, , $H_p/h = 0.0218$

IV.2.7 Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$

IV.2.8 Détermination du coefficient de pression de vent C_p

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

On a $C_{pi} = 0,8$. Le tableau suivant montre les résultats de C_p

Zone	C _{pi}	C _{pe10}	C _p
AA'	0,8	-1	-1,8
BB'	0,8	-0,8	-1,6
C	0,8	-0,5	-1,3
D	0,8	0,8	0
E	0,8	-0,3	-1,1
F	0,8	-1,6	-2,4
G	0,8	-1,1	-1,9
H	0,8	-0,7	-1,5
I	0,8	-0,2	-1
I	0,8	0,2	-0,6

Pour C_{pi} = -0.5 Alors on a le tableau suivant :

Zone	C _{pi}	C _{pe10}	C _p
AA'	-0,5	-1	-0,5
BB'	-0,5	-0,8	-0,3

C	-0,5	-0,5	0
D	-0,5	0,8	1,3
E	-0,5	-0,3	0,2
F	-0,5	-1,6	-1,1
G	-0,5	-1,1	-0,6
H	-0,5	-0,7	-0,2
I	-0,5	-0,2	0,3
I	-0,5	0,2	0,7

IV.2.9 Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule :

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

IV.2.10 Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface « j ».

Les construction pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être

calculées sont celles pour lesquelles le rapport $\frac{d}{b} < 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} < 3$, soient vérifiées; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

✓ **Sens x**

b = 17.91 m; d = 20.70 m; h = 28.14 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{20.70}{17.91} = 1.156 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20.70}{28.14} = 0.736 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

✓ **Sens y**

b = 20.70 m; d = 17.91 m; h = 28.14 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{17.91}{20.70} = 0.865 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{17.91}{28.14} = 0.636 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

IV.2.11 Détermination de la force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale.

F_W : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \mathbf{F}_{frj}$$

: somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

\mathbf{q}_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

\mathbf{S}_j : aire de l'élément de surface j.

\mathbf{F}_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

ZJ(m)	CP	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
3.06	-1,1	63,34	54,8	1164,23625	-1203,82028	-1216,62688	-76249,9765	-66671,153
6.12	-1,1	63,34	54,8	1308,01125	-1352,48363	-1366,87176	-85666,3131	-74904,5724
9.18	-1,1	63,34	54,8	1396,94625	-1444,44242	-1459,80883	-91490,9829	-79997,5239
12.24	-1,1	63,34	54,8	1462,215	-1511,93031	-1528,01468	-95765,6658	-83735,2045
15.30	-1,1	63,34	54,8	1514,0625	-1565,54063	-1582,19531	-99161,3435	-86704,303
18.36	-1,1	63,34	54,8	1557,24	-1610,18616	-1627,3158	-101989,191	-89176,9058
21.42	-1,1	63,34	54,8	1594,30875	-1648,51525	-1666,05264	-104416,956	-91299,6847

24,48	-1,1	63,34	54,8	1626,82875	-1682,14093	-1700,03604	-106546,807	-93161,975
28,14	-2,4	63,34	54,8	1661,16675	-3747,59219	-3787,46019	-237372,489	-207552,818
28,14	-1,9	63,34	54,8	1661,16675	-2966,84382	-2998,40598	-187919,888	-164312,648
28,14	-0,2	63,34	54,8	1661,16675	-312,299349	-315,621683	-19781,0408	-17296,0682

Valeurs des forces de frottement C pi = 0,8 (sens longitudinal).

Donc :

$$R_{xx} = x_i R = -1206360,65 \text{ N} = -1206,36065 \text{ KN.}$$

$$R_{yy} = y_i R = -1054812,86 \text{ N} = 1054,81286 \text{ KN.}$$

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens transversal.

ZJ(m)	CP	S(x, x)	S(y, y)	qdyn	QJ(x)	QJ(y)	R(x)	R(y)
3.06	0,2	63,34	54,8	1164,23625	218,876415	221,204888	13863,6321	12122,0279
6.12	0,2	63,34	54,8	1308,01125	245,906115	248,522138	15575,6933	13619,0132
9.18	0,2	63,34	54,8	1396,94625	262,625895	265,419788	16634,7242	14545,0044
12.24	0,2	63,34	54,8	1462,215	274,89642	277,82085	17411,9392	15224,5826
15.30	0,2	63,34	54,8	1514,0625	284,64375	287,671875	18029,3351	15764,4188
18.36	0,2	63,34	54,8	1557,24	292,76112	295,8756	18543,4893	16213,9829
21.42	0,2	63,34	54,8	1594,30875	299,730045	302,918663	18984,9011	16599,9427
24.48	0,2	63,34	54,8	1626,82875	305,843805	309,097463	19372,1466	16938,541
28,14	-1,1	63,34	54,8	1661,16675	-1717,64642	-1735,91925	-108795,724	-95128,3749
28,14	-0,6	63,34	54,8	1661,16675	-936,898047	-946,865048	-59343,1223	-51888,2046
28,14	-0,2	63,34	54,8	1661,16675	-312,299349	-315,621683	-19781,0408	-17296,0682

Valeurs des forces de frottement C pi = -0,5 (sens transversal).

Donc :

$$R_{xx} = x_i R = -49504,0263 \text{ N} = -49,50 \text{ KN.}$$

$$R_{yy} = y_i R = -43285,1344 \text{ N} = -43,29 \text{ KN.}$$



CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DE LA
SUPERSTRUCTURE



V.1 LES COMBINAISONS D'ACTION

V.1.1 Les poteaux

V.1.1.1 Introduction

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Il s'agit de :

- Préciser les hypothèses d'études.
- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

V.1.1.2 Les combinaisons d'actions

- **Selon le BAEL**
 - ✓ ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
 - ✓ EL.S : $G + Q$
- **Selon les RPA99**
 - ✓ $G + Q + E$ (N_{\max} M_{corr})
 - ✓ $0,8 G \pm E$ (N_{\min} M_{corr})

V.1.1.3 Etat limite ultime de résistance BAEL91

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire

lorsque : $L_f/h \leq \max(15, 20 \frac{e_1}{h})$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁ : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ; y compris

l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max (2\text{cm} , L/250)$$

$$e_a = \max (2\text{cm} , 306/250) \quad e_a = 0,02 \text{ m.}$$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.(l_f)^2}{10^4.h} \cdot (2 + r \cdot \Phi)$$

: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient est compris entre 0 et 1, on supposera

$$= 0,5.$$

: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$l_f = 0.7 \ell = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

Niveau	H	e_2 (m)
5	0.3	0,01374
RDC	0.5	0,00824

A. Calcul de ferrailage

Dans le calcul de ferrailage, on considère le poteau le plus sollicité.

A.1 Armatures longitudinales

- Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :
 - Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.
 - Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$\underbrace{N(d - c') - M_1}_{(i)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{f}_b}_{(ii)}$$

$$M_1 = N \left(e_i + d - \frac{h}{2} \right)$$

A. 1.2 Calcul des armatures a la flexion simple

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{f}_b \times b \times d^2}$$

$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A_f = 0$ (section simplement armée).

$$A_f = \frac{M_1}{\bar{f}_s \times d \times \bar{f}_s}$$

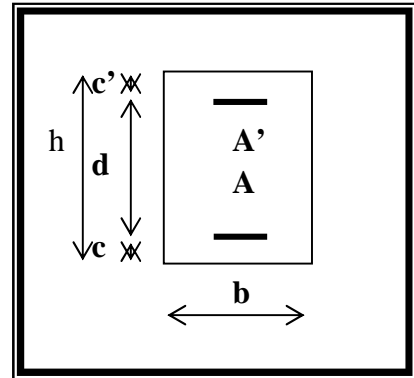


fig V.1.1

A. 1.3 calcul des armatures a la flexion composée

$A' = A'_f$ (Armatures comprimées).

$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{f}_s}$ (Armatures tendues).

Si : $A = 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

Si : $A = 0$ et $A' > 0$

$$0.4 y^2 - c'.y + \frac{N(e + c' - d)}{80 \cdot \bar{f}_b \cdot b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80 \cdot \bar{f}_b \cdot b \cdot y}{100 \cdot \bar{f}_s} ; A = 0$$

A.1.4 Section Minimale

• **RPA99**

1/ Pourcentage minimal (zone II a) $\Rightarrow 0,8 \%$

2/ Pourcentage maximal $\Rightarrow 3 \%$ en zone courante.

=> 6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum => 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).

- **BAEL91**

1/ La section des armatures longitudinales est au moins égale :

$$A_{min}^{BAEL} = (4 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de longueur de paroi ; } 0.2 \% B).$$

Sans pouvoir dépasser 5 B.

2/ La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à : **min (a + 10 cm ; 40 cm)**

a : La longueur du petit coté du rectangle.

A.2 Armatures Transversales

- **RPA99**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\alpha_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

α_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants

$$\alpha_a = 2.5 \quad \text{Si } g \geq 5.$$

$$\alpha_a = 3.75 \quad \text{Si } g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : **t min (10 w₁, 15 cm)**

- La zone courante : $t \leq 15 w_t$

w_t : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{t.b_1}$ en ‰ est donnée comme suit:

$$\Rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \text{ ‰}$$

\Rightarrow Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

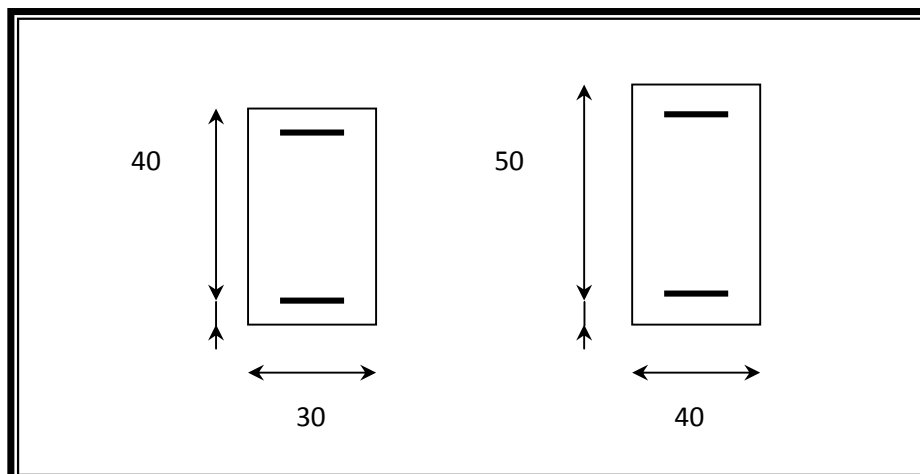
- **BAEL91**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $w_t \geq \frac{w_l}{3}$

2/ leur espacement : **St min (15 w ; 40 cm ; a + 10 cm)**

B. Ferraillage du poteau le plus sollicité

B.1 Armatures longitudinales



B.1.1 La combinaison 1,35G+1,5Q : (ELU)

$$L_f/h \quad \max \left(15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Niveau	h (cm)	L_f/h	$20e_1/h$	Condition
5 ^{ème}	40	5.35	8.04	V
RDC	50	4.28	5.46	V

Niveau	N (N)	M (N.m)	e= M/N	e_t (m)	M_1 (N.m)	(I)	(II)
5÷ 8	967990	3940	0.004070	0,01607	170434	139322.80	87150,4
RDC÷ 4	2369700	3930	0.001658	0,01366	506310.10	441570	164389,5

- flexion simple: $\bar{f}_b = 14,2$ MPa , $\bar{f}_s = 348$ MPa

Niveau	M_1 (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_f (cm ²)	A'_f (cm ²)
5÷ 8	170434	0.148	0.392	0.201	0.920	4.79	0
RDC÷ 4	506310.10	0.144	0.392	0.195	0.922	5.52	0

- flexion composée

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
5÷ 8	967990	-2,01	0
RDC÷ 4	2369700	-4,18	0

▪ **La combinaison G+Q**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera partiellement comprimée si :

- L'effort normal étant un effort de compression, C se trouve à l'extérieur de la section.
- L'effort normal étant un effort de traction, C se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.
- L'effort normal étant un effort de compression, C se trouve à l'intérieure de la section et la condition suivante est remplie :

$$e = \frac{M_{GB}}{N} > \frac{h}{6} \quad (\text{Condition approchée car cette condition a été établie en négligeant}$$

les armatures)

- Pour la détermination des armatures en suit les étapes suivantes :

- calculer la section donnée en supposant qu'elle est soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_A égale au moment par rapport aux armatures tendues. Soient A_f et A'_f les armatures ainsi trouvées.

- Les armatures A' et A de la section réelle auront pour valeurs :

$$A' = A'_f \quad ; \quad A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{f}_s} \quad (N : \text{est un effort de compression})$$

$$A' = A'_f \quad ; \quad A = A_f + \frac{N}{100 \cdot \bar{f}_s} \quad (N : \text{est un effort de traction}).$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	e= M/N	h/6 (m)
5÷ 8	698830	-28800	0,0412	0,06
RDC÷ 4	1722030	-28700	0,0167	0,083

*** Flexion simple**

$$\bar{m} = M_1 / b \cdot d^2 \cdot \bar{f}_s \quad . \quad \text{avec : } \bar{f}_s = 201,63 \text{ MPa} .$$

On lit sur les tableaux les valeurs de S_1 , | .

$$\bar{f}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_b = | \cdot \bar{f}_s$$

$\bar{f} < \bar{f}_s \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A = M / S_1 \cdot d \cdot \bar{f}_s$$

Niveau	M_1 (N.m)	d (cm)	\sim_1	S_1		\bar{t}_b (MPa)	A_f (cm ²)	A'_f (cm ²)
5 ^{ème} ÷ 8 ^{ème}	140604.50	36	0.018	0,848	0,056	11,29	2.84	0
RDC ÷ 4	373163.90	45	0.023	0,854	0,052	10,48	4.16	0

* Flexion composée

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
5 ÷ 8	-241394,40	-3.19	0
RDC ÷ 4	-331841,30	-4.14	0

• La combinaison G+Q+E :

Niveau	N (N)	M (N.m)	e= M/N	M_1 (N.m)	(I)	(II)
5 ÷ 8	-220600	5210	0.0236	40502.16	30089.84	227328
RDC ÷ 4	-1001650	8160	0.0081	208443.37	192216.63	473600

flexion simple $\bar{t}_b = 18,5$ MPa , $t_s = 400$ MPa

Niveau	M_1 (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f (cm ²)	A'_f (cm ²)
5 ÷ 8	40502.16	0.056	0.392	0.072	0.971	2.90	0
RDC ÷ 4	208443.37	0.139	0.392	0.188	0.923	12.55	0

flexion composée

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
5 ÷ 8	-220600	-2.62	0
RDC ÷ 4	-1001650	-12.49	0

• La combinaison 0,8G+E

Niveau	N (N)	M (N.m)	e= M/N	M ₁ (N.m)	(I)	(II)
5÷ 8	-184500	2300	0.0125	31826.25	27213.75	227328
RDC÷ 4	-868480	4030	0.0046	177691.01	169700.99	473600

flexion simple

Niveau	M ₁ (N.m)	μ	μ	α		A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
5÷ 8	31826.25	0.044	0,392	0.056	0.978	2.26	0
RDC÷ 4	177691.01	0.119	0,392	0.159	0.936	10.55	0

flexion composée

Niveau	N (N)	A (cm ²)	A' (cm ²)
Niveau	-184500	-2.35	0
5÷ 8	-868480	-11.16	0

Tableau récapitulatif A = max (A₁; A₂; A₃; A₄; A_{BAEL}^{min}; A_{RPA}^{min})

Niveau	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	A ₄ (cm ²)	A _{mjn} ^{BAEL} (cm ²)	A _{mjn} ^{RPA} (cm ²)	A _{mgx} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
5÷ 8	-2,01	-3.19	-2.62	-2.35	5.6	9.6	9.6	6T16=9.23
RDC÷ 4	-4,18	-4.14	-12.49	-11.16	7,2	1.2	1.2	6T16=12.06

5.1 Armatures Longitudinales

➤ **BAEL91**

1- $w_t \geq \frac{w_\ell}{3} = \frac{16}{3} \rightarrow w \geq 5,33 \text{ mm}.$

2- $St \text{ min } (15 \phi ; 40 \text{ cm } ; a + 10 \text{ cm }) \quad S_t \leq 24 \text{ cm}.$

➤ **RPA99**

1- $\frac{A_t}{t} = \frac{a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad A_t = \frac{a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$

- ✓ La zone nodale : $t \geq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ $t \leq 15 \text{ cm}$
- ✓ La zone courante : $t \geq 15 \phi_l$ $t \leq 20 \text{ cm}$

	Niveau	V _u (N)	h ₁ (m)	γ _g	γ _a	t (cm)	A _t (cm ²)
La zone nodale	5 ÷ 8	119220	0.40	5.35	2.5	10	0.317
	RDC ÷ 4	124350	0.50	4.28	3.75	10	0.396
La zone courante	5 ÷ 8	119220	0.40	5.35	2.5	15	0.475
	RDC ÷ 4	124350	0.50	4.28	3.75	15	0.595

2 - $\frac{A_t}{t.b_1}$ en ‰.

	Niveau	γ _g	$\frac{A_t}{t.b_1}$ ‰	t(cm)	A _t (cm ²)
La zone nodale	5 ÷ 8	5.35	0.30	10	0.9
	RDC ÷ 4	4.28	0.43	10	1.72
La zone courante	5 ÷ 8	5.35	0.30	15	1.35
	RDC ÷ 4	4.28	0.43	15	2.58

Tableau recapitulatif : A_t (cm²)

	Niveau	A _t (cm ²)	t(cm)
La zone nodale	5 ÷ 8	4HA8=2.01	10
	RDC ÷ 4	4HA8=2.01	10
La zone courante	5 ÷ 8	4HA8=2.01	15
	RDC ÷ 4	4HA8=2.01	15

Fig-V-2- ferrailage des poteaux

V.2 Les poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

- **BAEL91** : 1/ Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$ (A.4.2)

2/ Le pourcentage minimal d'armature : $A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b$ (B.6.4)

- **RPA 99 / V 2003**: 1/ Pourcentage total minimum : $A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b$

2/ Pourcentage total maximum :

✓ 4 % en zone courante.

✓ 6 % en zone de recouvrement.

V.2.1 Les poutres principales

I.1. Étapes De Calcul Des Armatures Longitudinales

❖ ELU

$$\tilde{\mu} = \frac{M}{f_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$f_b = 14,2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} , \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0, r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}}}{0,8} , \quad s = 1 - 0,4r$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{f_s \cdot s \cdot d} , \quad f_s = 348 \text{ MPa}$$

❖ ELS

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s.

Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\bar{\sigma} = \frac{x-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \sigma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$\star A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \rightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{BAEL} \geq 1.987 \text{ cm}^2$$

★ **Le pourcentage minimal d'armature**

$$\star A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\star A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% .b.h \text{ en zone courante} \\ 4\% .b.h \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

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

I.2 En travée

✓ **E. L .U**

Niveau	M _u (N.m)	μ	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Poutre principale	68630	0.118	0,392	0.157	0.937	5.69
poutre secondaire	45140	0.103	0,392	0.136	0.946	4.28

✓ **E.L .S**

Niveau	α	M _u (N.m)	M _{cor} (N.m)	γ	ᾱ	Condition
Poutre principale	0.157	68630	50160	1.368	0.434	v
poutre secondaire	0.136	45140	33100	1.364	0.432	v

Tableau récapitulatif

Niveau	A _{cal} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A(cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Poutre principale	5.69	1.2	6	1.34	6	6T12= 6,78
poutre secondaire	4.28	1.05	5.25	1.16	5.25	5T12=5.65

I.3. Sur Appuis

- Nappe supérieure

- ✓ E.L. U

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	124530	0.214	0,392	0.305	0.878	11.02
poutre secondaire	81580	0.187	0,392	0.261	0.896	8.18

- ✓ E.L. .S

Niveau	α	M_u (N.m)	M_{cor} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Poutre principale	0.305	124530	90450	1.377	0.439	v
poutre secondaire	0.261	81580	59270	1.376	0.438	v

- ✓ La combinaison G+Q+E

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	150420	0.258	0,392	0.380	0.848	13.78
poutre secondaire	70680	0.162	0,392	0.222	0.911	6.97

- Tableau récapitulatif

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Poutre principale	13.78	1.2	6	1.34	13.78	5T20=15.7
poutre secondaire	6.97	1.05	5.25	1.16	6.97	5T14=7.70

- Nappe inférieure

- ✓ La combinaison 0,8G ± E

Niveau	M_u (N.m)	μ	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre principale	119440	0.205	0,392	0.290	0.884	10.49
poutre secondaire	52220	0.120	0,392	0.160	0.936	5.01

- Tableau récapitulatif

Niveau	A_{cal} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Poutre principale	10.49	0.6	3	0.67	10.49	3T20=9.42
poutre secondaire	5.01	0.53	2.63	0.58	5.01	3T16=6.03

I.4. État limite de déformation

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.4}{4.40} = 0.091 \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.091 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{cv})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$M_{tmax}^{ser} = 50160 \text{ Nm} ; \quad M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{7280 \times (4.4^2)}{8} = 17617.6 \text{ Nm.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.092 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.028 \quad (\text{cv})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 37} = 0,006$$

$$\frac{A}{b.d} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{c.v})$$

I.5. Vérification De La Contrainte De Cisaillement

$$T_{max}^U = 158680 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^U}{b_0 \cdot d} = \frac{158680}{300 \times 370} = 1.43 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible, donc : $\bar{f}_u = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 1.43 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

I.6. Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0,9.d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

$$V_u = 158680 \text{ N} < 0.267 \times 33.3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832.2 \text{ N} \quad (\text{cv})$$

I.7. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 158680 \text{ N} \quad ; \quad M_u^a = -124530 \text{ Nm.}$$

$$A = 9,42 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{40000} 158680 - \frac{124530}{0,9 \times 0,37} = 6,20 \text{ cm}^2$$

I.8. Les Armatures Transversales

- **Le diamètre**

$$\phi_t \text{ min } (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \text{ min } (400 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement**

* D'après BAEL 91: $S_t \text{ min } (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

* D'après RPA 99:

$$S_t \text{ min } (h / 4, 12W_\ell^{\text{min}}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t \text{ '}/_2 h / 2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{ dans la Zone courant dans la Zone nodale.}$$

On prend: $S_t \text{ '}/_2 \text{ min } (S_t^{\text{BAEL}}, S_t^{\text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

* D'après BAEL 91 : $A_t \geq 0,4.b \cdot \frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{20}{235} \rightarrow A_t \geq 1,02 \text{ cm}^2$$

* D'après RPA 99 : $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit : $A_s = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

II. Les poutres secondaires

$b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 32 \text{ cm}$.

II.2. État limite de déformation

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.35}{4.48} = 0.078 \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.078 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{cv})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$M_{tmax}^{ser} = 1190 \text{ Nm} ; \quad M_0 = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{7280 \times 4.2^2}{8} = 16052.4 \text{ Nm}$$

$$\frac{h}{L} = 0.078 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.0074 \quad (\text{cv})$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{30 \times 32} = 0.0058$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = 0.0058 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{cv})$$

II.3. Vérification De La Contrainte De Cisaillement

$$T_{max}^U = 122140 \text{ N.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^U}{b \cdot d} = \frac{122140}{300 \times 320} = 1.27 \text{ Mpa}$$

La fissuration peu nuisible, donc : $\bar{f}_u = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{f}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

II.4. Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times 32 = 28.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 122140 \text{ N} < 0.267 \times 28.8 \times 32 \times 25 \times 10^2 = 576720 \text{ N.} \quad (\text{cv})$$

II.5. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_u = 122140 \text{ N} \quad ; \quad M_u^a = -124530 \text{ Nm.}$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.51 \text{ cm}^2 \quad (\text{cv})$$

II.6. Les Armatures Transversales

- **Le diamètre**

$$\phi_t \geq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \geq \min (400 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35 \times 14} ; \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement**

* D'après BAEL 91: $S_t \geq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

* D'après RPA 99 :

$$S_t \geq \min (h / 4, 12w_\ell^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \geq \frac{1}{2} h = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \geq \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

* D'après BAEL 91 : $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{28.8}{235} \Rightarrow A_t \geq 1.47 \text{ cm}^2$$

* D'après RPA 99 : $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

V.3 FERRAILLAGE DU VOILES

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ ELS : $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0,8G \pm E$

V.3.1 Calcul De Ferrailage

V.3.1.1 Armatures verticales

Le cas le plus défavorable est donnée par la combinaison : $G + Q + E$

$$h = 390 \text{ cm}$$

on prend : $c = h/20 = 20 \text{ cm}$ $c = 10 \text{ cm}$

$$\text{donc : } d = h - c = 380 \text{ cm.}$$

Elément	N (N)	M(N.m)	e=M/N(m)
Voile	822800	898200	1.09

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 246 - 0.81 \times 10) \cdot 20 \times 246 \times 14.2$$

$$A = 5225966.93 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 898.200 + 822.800 \times (3.9 - 2) = 2420.38 \text{ KN.m}$$

$$B = 822.800 \times (3.8 - 0.10) + 2420.38 = 5464.74 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V.3.1.2 Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15 ; \frac{20e}{h} \right) .$$

$$\max \left(15 ; \frac{20 \times 1.09}{3.9} \right) = 15 .$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.9}{3.9} = 0.5 < 15 \quad (\text{cv}) .$$

V.3.2 Calcul de ferraillage

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_1 = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\tilde{\mu} = \frac{M_1}{\bar{f}_b \times b \times d^2} , \mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0$$

$$r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\mu}}}{0,8} , \quad s = 1 - 0,4r , \quad A_f = \frac{M_1}{s \times d \times \bar{f}_s}$$

$$d = 380 \text{ cm} ; \quad b = 20 \text{ cm} ; \quad \bar{f}_b = 18,5 \text{ MPa} ; \quad \bar{f}_s = 400 \text{ MPa}$$

Element	M ₁ (N.m)	μ	μ _L	α	β	A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
Voile	2419032	0.0453	0.392	0.0580	0.977	16.30	0

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

Element	N(N)	A _f (cm ²)	A' _f (cm ²)
Voile	822800	4.27	0

-L'armature verticale minimale

d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a$

Elément	N(N)	M(N.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	l_t (m)	A_{min}^{RPA} (cm ²)
Voile	822800	898200	2.83	-0.72	0.791	3.16

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 390 = 12 \text{ cm}^2$$

Donc en prend :

* Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA})$

Elément	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Voile	4.27	3.16	4.27	6Ø10=4.71

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 388.42 = 7.77 \text{ cm}^2$$

donc on adopte : $A_c = 10 \times 10 = 5.50 \text{ cm}^2$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

Elément	A_{cal} (cm ²)	A_{tendu} (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	A_g (cm ²)	Condition
Voile	7.77	4.27	16.31	12	V

- L'espacement

$$S < \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1,5a}{2}; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{16.31}{2} = 8.16 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{a-d} = \frac{1.4 \times 710500}{200 \times 3800} = 1.31 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

*** Globalement dans la section du voile**

$$A_{\text{min}}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\text{min}}^g = 3 \text{ cm}^2$$

*** En zone courante :**

$$A_{\text{min}}^c = 0.001b.h = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend : } A_{\text{hor}} = 6\text{W}8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par m}\ell$$

Les Armatures Transversales (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré

➤ **Vérification de contrainte de compression « à la base du refend »**

$$\text{Il faut que } \tau_c \leq \bar{\tau}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

✓ Le calcul de « τ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

➤ Navier Bernoulli

$$\tau_c = \tau_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

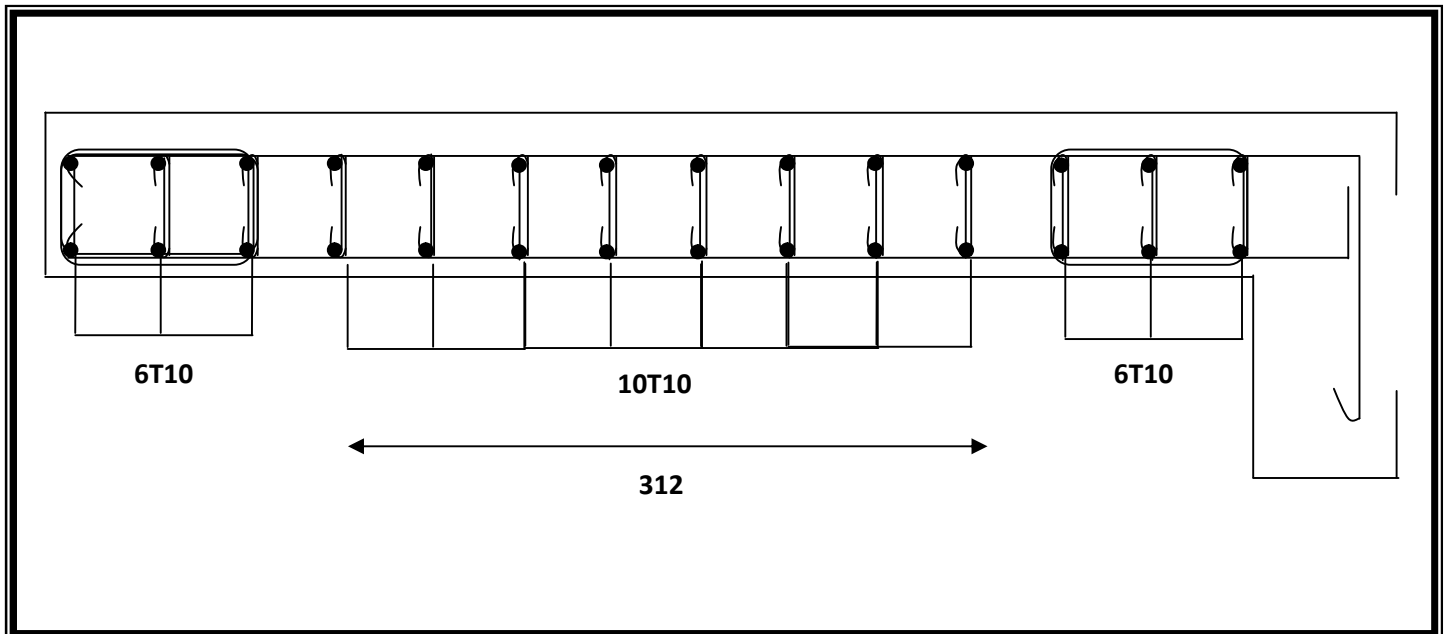
❖ Exemple de calcul

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

N= 2519780 N.

M= 40140 N.m.

$$\sigma_0 = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2519780}{200 \times 3900} + \frac{6 \times 40140 \times 10^3}{200 \times (3900)^2} = 3.31 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ Mpa}$$





CHAPITRE VI :

FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE



VI.1 ETUDE DE FONDATION

VI.1.1 Introduction

Une fonction est un organe transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ses charges.
- Les caractéristiques du sol.

► Combinaison d'action

- ✓ **ELS (G + Q)** pour le dimensionnement.
- ✓ **ELU (1.35G + 1.5Q)** pour le ferraillage.
- ✓ **Accidentelle (0.8G ± E)** pour la vérification.

VI.1.2 Etude de type de semelle dans ce projet

Nous proposant en premier lieu des semelle filantes pour cela, nous allons procéder a une petite vérification telle que :

La surface des semelles (S_s) doit être inférieur a 50%(S_b) de la surface totale du bâtiment

$$(S_s/S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q \quad (\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ MPa}).$$

► Calcul des surfaces revenant aux semelles

- ✓ Surface totale des semelles est : 232.47 m²
- ✓ Surface totale du bâtiment est : L_x × L_y = 17.91 × 20.70 = 370.74 m²

on a : S Semelles / S Structure = 232.47 / 370.74 = 0.63 = 63 %

VI.1.3 Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

VI.1.4 Etude du radier**5.1. Pré dimensionnement****a. Condition forfaitaire****▪ Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile .

$L_{\max} = 3.80 \text{ m}$.

45cm h_r 76 cm .

▪ Sous poteaux

La dalle $h_t = L_{\max}/20$.

avec :

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

D'où : $h_t = 448 / 20 = 22.4 \text{ cm}$.

▪ La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h \geq \frac{448}{10} = 44.8 \text{ cm} .$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{f}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen

($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 KL_{\max}^4}{E f^4}}$$

$$L_{\max} = 4.48 \text{ m} ; E = 3216420 \text{ t/m}^2 ; K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.48^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.5 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée.

On prend : $h_r = 50 \text{ cm}$.

VI.1.5.2 Calcul de la surface minimale du radier

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 47019.66 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 28344.96 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{47019.66}{1.33 \times 200} = 126.77 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{28344.96}{1.33 \times 200} = 106.56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 370.74 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 126.77 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (20.70m).

L_y : largeur en plan (17.91m).

VI.1.5.3 Calcul de débordement D

$D = \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D = \text{Max} (25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 370.74 + 0.4 \times 2 \times (20.70 + 17.91) = 401.63 \text{ m}^2$$

► Poids du radier

$$G = (401.63 \times 0.5 \times 25) = 5020.38 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action**

$$N_u = 47019.66 + 1.35 \times (5020.38) = 53797.17 \text{ KN.}$$

$$N_s = 28344.96 + 5020.38 = 33364.96 \text{ KN.}$$

VI.1.5.4 Vérifications de radier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\alpha_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53797.17 \times 1}{401.63} \cdot \frac{4.48}{2} = 300.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{300.04 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.667 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

➤ **Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \gamma S_{rad} \cdot \alpha_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 401.63 = 10844.01 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

γ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement = **1.5**

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$)

$$GT = 31401.63 \text{ KN} > 10844.01 \text{ KN}$$

∅ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

La formule suivante doit être vérifiée

$$\dagger_m = \frac{3\dagger_1 + \dagger_2}{4}$$

Avec

$$\dagger_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

I : Les moments d'inertie suivant les deux directions.

$$I_x = 66026,88 \text{ m}^4$$

$$I_y = 93849,23 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 10,16 \text{ m}$$

$$Y_g = 11,12 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 3202,05 \text{ t}$$

$$M_Y = 3514,12 \text{ t}$$

$$N = 2849,982$$

$$\dagger_{sol} = 1,33 \times 170 = 226,1 \text{ KN/m}^2 \quad 22,61 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Vérification au poinçonnement

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier.

➤ Vérification pour les poteaux

$$\sim_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.50 + 0.4 + 2 \cdot 0.5) \cdot 2 = 3.8m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \sim_c h f_{c28}}{x_b} = \frac{0,07 \times 3.8 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 2416.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2369.700 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2416.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

► **Vérification pour les voiles**

$$N_u = 817.66 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\sim_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 3.55m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \sim_c h f_{c28}}{x_b} = \frac{0,07 \times 3.55 \times 0,5 \times 25000}{1,5} = 2070.83 \text{ KN}$$

$$N_u = 817.66 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2070.3 \text{ KN} \text{ } \emptyset \text{ C.V}$$

VI.1.6 Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de **POISSON** et du rapport :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu Y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$M_a = 0.3 M_{0x}$ pour appuis de rive.

$M_a = 0.5 M_{0x}$ pour appuis intermédiaire.

VI.1.6.1 Evaluation des charges et surcharges

ELU $q_u = N_u / S_{rad}$ $q_u = 117.07 \text{ KN/m}^2$

ELS $q_{ser} = N_s / S_{rad}$ $q_{ser} = 70.57 \text{ KN/m}^2$

VI.1.6.2 Calcul des armatures

ELU :

$$\tilde{\sigma} = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \eta_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \times d \times \eta_s}$$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\tilde{\sigma}}) \quad , \quad s = (1 - 0.4r)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

Panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	en appui	en travée	en appui
Mu (KN ×m)	82,47	54,98	62,59	54,98
~	0.028	0.019	0.022	0.019
$\mu < \sim L$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0,00	0.00	0,00	0.00
r	0.036	0.024	0.028	0.024
	0.986	0.990	0.989	0.990
† _†	348	348	348	348
As (cm²/ml)	5.34	3.55	4.04	3.55
As_{min} (cm²/ml)	5.434	5.434	5.434	5.434
Choix des barres/ml	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
As_{corres} (cm²/ml)	5.65	5.65	5.65	5.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

- ELS

$$\tau_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\tau_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{y \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow y = 1.6$$

$$\tau_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \tau_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mser (KN ×m)	71,98	47,99	59,17	47,99
† _{bc} (MPa)	15	15	15	15
† _{st} (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	8.03	5.33	6.59	5.33
As_{min}(cm²/ml)	5.434	5.434	5.434	5.434
Choix des barres	7HA12	5HA12	6HA12	5HA12

As_{corr}(cm²/ml)	7.92	5.65	6.79	5.65
Espacement cm	15	20	15	20

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{117.07 \times 3.9 \times 4.48}{2(4.48) + 3.9} = 180.164 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{180.164 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.423 \text{ Mpa}$$

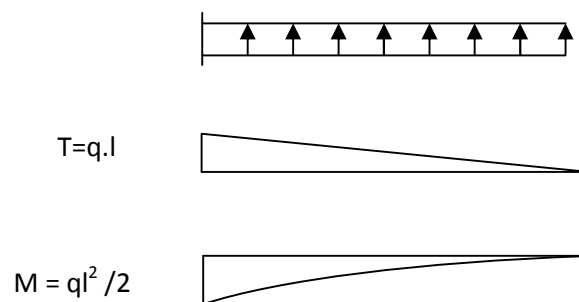
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.423 < [\bar{\tau}_u] = 2.5 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.1.6.3 Etude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple



- **l'ELU**

Mu (KN.m)			(m)	AS(cm ²)
70.37	0.024	0.0304	0.988	4.55

- I'ELS

Ms (KN.m)			(m)	AS(cm2)
51.2	0.018	0.0227	0.991	3.299

As=4.55 cm²/ml.

Donc on choisit 6HA10

Vérification au cisaillement

$$\bar{f}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\alpha_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$u = V / b_0.d$$

$$Vu = qu \times l / 2$$

$$= 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

VI.1.6.4 Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 50 \text{ cm} \quad d = 46 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a) Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = \frac{N_u}{S_r}$$

$$q_u = \frac{N_s}{S_r}$$

b. Ferraillage de la nervure

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Millénum v2009

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

$$\text{ELU} \quad \begin{array}{l} x-x : M_t = 315,50 \text{ kNm}, M_a = -67100 \text{ kNm} \\ y-y : M_t = 449 \text{ kNm}, M_a = -96440 \text{ kNm} \end{array}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{array}{l} x-x : M_t = 229,10 \text{ Nm}, M_a = -488,20 \text{ Nm} \\ y-y : M_t = 326,90 \text{ Nm}, M_a = -701,00 \text{ Nm} \end{array}$$

Sens		M_u [KN.m]	α_b		A_{\min}	A_s	Section adoptée
X-X	Appuis		0.255	0.850	18.51	18.85	6HA20
	Travée		0.263	0.900	6.69	12.57	4HA20
Y-Y	Appuis		0.180	0.900	23.35	25.13	8HA20
	Travée		0.137	0.926	13.03	12.57	4HA20

Vérifications à l'ELU

Vérifications de la l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Sens	V_u (KN.m)	τ_u (MPa)	Observation
x-x	111.25	2.4	cv
y-y	139.47	2.13	cv

-Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 46 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2.221 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (14.3, 40, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5, 16.8)$$

$$S_t \leq 16$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

8. FERRAILAGE DU DEBORD

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

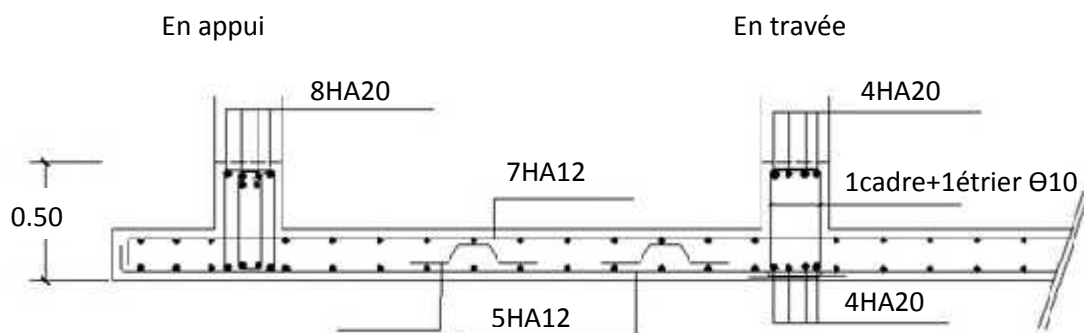


Figure VII.1. Ferrailage de radier générale sens x-x.

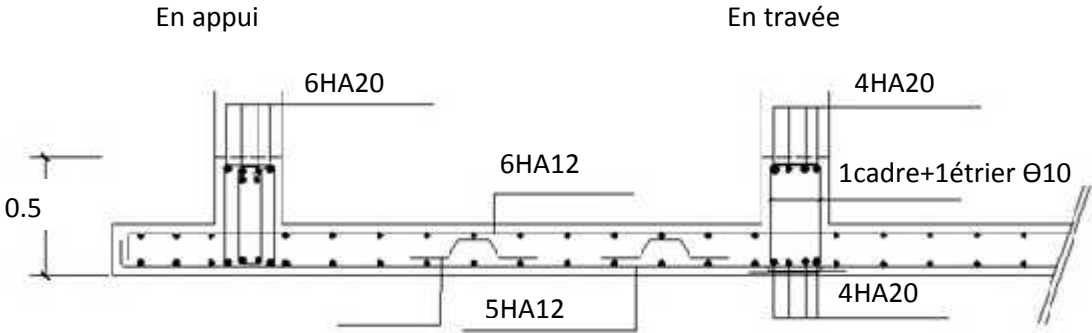


Figure VII.2. Ferraillage de radier générale sens y-y.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de la réalisation de ce travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique Algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ROBOT » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL91 et RPA99 en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte, de l'aide aux prochaines promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- Charge permanentes et surcharges d'exploitation,
(Document Technique Réglementaire, DTR–B.C.2.2).
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton arme suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- Initiation Au Béton Armé Règles BAEL83.
- Thèses des années précédentes.
- Cours des années précédentes (3ème, 4ème)

LOGICIEL UTILISE

- ✓ ROBOT 2009 Analyse des structures.
- ✓ AUTOCAD 2015.....Dessin.