

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

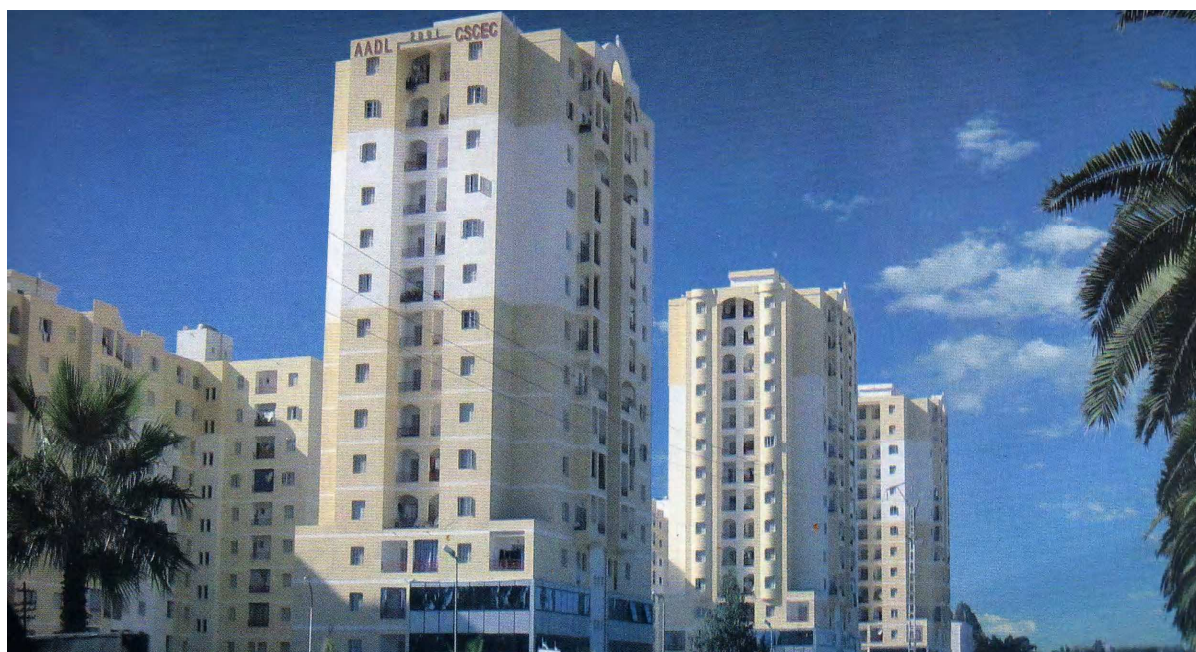
Ecole Nationale des Travaux publics

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics

Thème

***Étude d'une tour (R+9+S/sol) à usage
d'habitation avec RDC commercial contreventée
par voiles selon le RPA99/version 2003***



Encadré par :
Mr: MEHANI YOUCEF
Chargé de recherche au C.G.S

Réalisé par :
Mr: BENCHEIKH WAHID
Mr: CHENINE LAID

Promotion juin 2007

REMERCIEMENTS

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur Mr : MEHANI YUCEF pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

*Nos remerciements vont également :
A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation.*

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

DEDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail:

*A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma
Chère mère*

*A mon meilleur ami : mon père, le plus beau et bon de tous les
pères" NOUARI".*

*Et mes frères : Abdelhak (et sa femme et surtout la petite cajoleuse
BOUCHRA) ; Abdelhalim ; Zohir ; Farid et Zino.*

A Mon ami et binôme " laid ".

A Mon ami d'enfance : Walid.

A Mon ami : Yacine

*A tous mes amis de l'école: Djallel ; Abdel Karim ; Mohamed
Billel ; Aziz ; Fethi ; Mostefa ; Rachid ; Khalifa et tous le
groupe de l'ENTP.*

Bencheikh Walid

DEDICACES

" و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "
أحمدك ربي حمدا يليق بجلال وجهك و عظيم سلطانك.
و أزكى صلاة و أطيب سلام عليك يا سيدي يا رسول الله

Je dédié ce lapidaire travail à :

mes très chers parents qui m'ont guidés durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis..

Mes frères et ma sœur: Mohamed, Bachir, Brahim, Abdelkader, Yacine

Toute la famille CHENINE.

À mon binôme WAHID.

A tous mes amis de l'école: Hammou Fethi, Yechkoure Mostafa, Tadjine Khalifa, Kerlifa mohamdi Rachid, Bellal Abdelkarim, Benaissa med Aziz, Boua billel, ainsi qu'à tous les autres

À Houari, Kadour, Atman, Boudjellal, et tous mes collègues dans l'union estudiantine.

À toute la promotion 2007.

CHENINE-LAID

SOMMAIRE

Introduction

1 INTRODUCTION.....	01
2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE	01
3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.....	02
4 PRESENTATION DE LA STRUCTURE.....	02
5 DONNEES DU SITE.....	02

Chapitre I : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX.....	03
I.1.1 BETON	03
I.1.2 ACIER	05

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	07
II.1.1 LES VOILES	07
II.1.2 LES DALLES	07
II.1.3 LES ESCALIERS.....	09
II.2 DESCENTE DES CHARGES.....	11
II.3 CALCUL DU POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE	15

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 ETUDE DE L'ACROTERE	22
III.2 ETUDE DES DALLES	30
III.3 CALCUL DE L'ESCALIER	38
III.4 CALCUL DU BALCON	45

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1 INTRODUCTION.....	49
IV.2 MODELISATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE.....	49
IV.3 PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL	50
IV.4 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES PAR LA M.S.E.....	54
IV.5 CALCUL DES DEPLACEMENTS RELATIF HORIZONTALAUX.....	56
IV.6 JUSTIFICATION DE L'EFFET P-DELTA.....	57
IV.7 VERIFICATION AU RENVERSEMENT	58

Chapitre V : ETUDE AU VENT

V.1 INTRODUCTION.....	60
V.2 APPLICATION DU RNV99	60
V.3 REPARTITION DES COEFFICIENTS DE PRESSION	67
V.4 VERIFICATION DE LA STABILITE	69
V.5 CONCLUSION.....	69

Chapitre VI: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES REFENDS

VI.1	INTRODUCTION	70
VI.2	PRISE EN COMPTE DES MURS DE RETOUR.....	70
VI.3	CALCUL DES INERTIES.....	71
VI.4	METHODE DE CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES.....	75
VI.5	TABLEAUX RECAPITULATIFS DES INERTIES DES VOILES	78
VI.6	TABLEAUX RECAPITULATIFS DES INERTIES DES VOILES ACHAQUE NIVEAU.....	79
VI.7	CENTRE DE TORSION.....	81
VI.8	CENTRE DES MASSES	82
VI.9	CALCUL DE L'EXCENTRICITE	82
VI.10	INERTIE DE TORSION	83

Chapitre VII: FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1	FERRAILLAGE DES TRUPEAUX	85
VII.1.1	INTRODUCTION.....	85
VII.1.2	FERRAILLAGE VERTICAL.....	85
VII.1.3	FERRAILLAGE HORIZONTAL	86
VII.1.4	REGLES COMMUNES	86
VII.1.5	EXEMPLE D'APPLICATION	87
VII.1.6	FERRAILLAGE HORIZONTAL A L'EFFORT TRANCHANT	99
VII.2	FERRAILLAGE DES LINTEAUX	103
VII.2.1	INTRODUCTION	103
VII.2.2	SOLLICITATION DANS LES LINTAUX.....	103
VII.2.3	CLASSIFICATION DES LINTEAUX	104
VII.2.4	FERRAILLAGE	104
VII.2.5	EXEMPLE DE CALCUL	106

Chapitre VIII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1	INTRODUCTION	110
VIII.2	ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	110
VIII.3	ETUDE DES FONDATIONS	114
VIII.4	ETUDE DU DEBORD DU RADIER.....	125

<u>Conclusion</u>	127
--------------------------------	-----

1) Introduction

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations majeurs. 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 cette activité.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des 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 manière à ce 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 explosions, les chocs ou 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 contrôle 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 sont propres à chaque pays.

2) Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est une tour composé d'un sous sol, d'un rez-de-chaussée commercial, et de 9 niveaux en logements. Il est implanté dans la wilaya D'ALGER, L'étage courant contient quatre appartements. La structure est entièrement en voiles en béton armé et présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

3) Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan	-----	25.90m
Largeur en plan	-----	21.80m
Hauteur du RDC	-----	3.93m.
Hauteur étage courant	-----	2.94m.
Hauteur de sous sol	-----	4.81m
Hauteur totale	-----	34.59m.

4) Présentation de la structure

Le bâtiment est à usage habitation, composé d'un :

- Rez-de-chaussée commercial.
- Tous les autres étages comportent chacun quatre appartements.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen de deux ascenseurs et une cage d'escalier.

La structure est contreventée par des voiles en béton armé dans les deux sens (longitudinal et transversal) assurant une stabilité du bâtiment vis-à-vis des forces horizontales (séisme ou vent), et des charges verticales.

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité et une sécurité contre l'incendie.

La cage d'escalier dans les deux côtés, monte de RDC jusqu'au dernier étage. Elle est constituée :

- Pour le RDC de deux paliers et de trois paillasses.
- Pour les autres étages, d'un palier et de deux paillasses.

Les façades sont réalisées en maçonnerie traditionnelle.

5) Données du site

Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I) Caractéristiques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

I. 1) Béton

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ♦ 350 kg de ciment de CPA 325.
- ♦ 400 kg de sable $D_s < 5$ mm.
- ♦ 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- ♦ 175 l d'eau de gâchage.

I. 1-1) Résistance du béton à la compression

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25$ Mpa.

I. 1-2) Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 40 Mpa est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

D'où $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

I. 1-3) Contrainte limite

a) Etat limite ultime :

- **contrainte ultime de béton :**

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

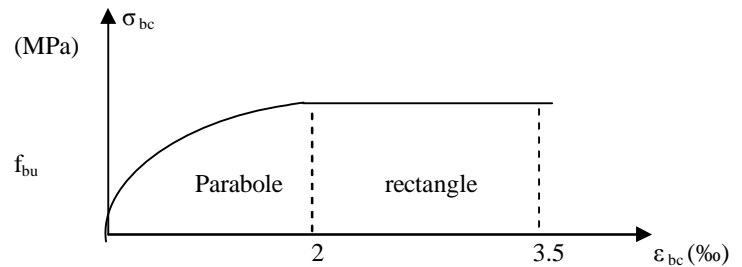


Figure (I.1) : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14.17$ MPa pour une situation durable.

$f_{bu} = 18.48$ MPa pour une situation accidentelle.

- **contrainte ultime de cisaillement :**

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

Avec $\bar{\tau} = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ cas normal (fissuration peu nuisible).

$\bar{\tau} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ cas où la fissuration est préjudiciable.

b) Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

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

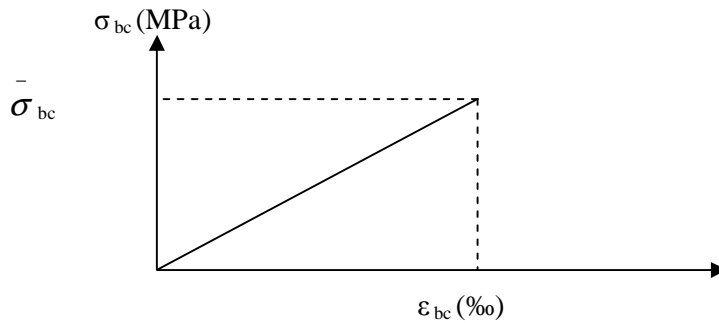


Figure (I.2) : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

I. 1-4) Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ , } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10721.40 \text{ MPa.}$$

I. 1-5) Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0.0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.1-2) Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de 0.15 à 0.25 %.
- Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40 %.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	ϵ_{es} ‰
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

I. 2-1) Caractéristiques mécaniques

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA).

Fe E400 , $f_e = 400$ MPa

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000$ Mpa

I. 2 -2) Contrainte limite

◆ E.L.U

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas général} \end{array} \right.$$

◆ E.L.S :

Pour l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée à :

- Fissuration non préjudiciable : Aucune vérification n'est à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- Fissurations très préjudiciables : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{f_e}{2}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration.} \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour les ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

II.1) Prédimensionnement des éléments

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.1-1) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de l' RPA 99/version2003 :

-l'épaisseur minimale (e_{\min}) est de 15cm

-A partir de la hauteur d'étage $h_e = 2.94$ m et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h}{25} \Rightarrow e \geq 11.76\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h}{22} \Rightarrow e \geq 13.36\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h}{20} \Rightarrow e \geq 14.7\text{cm}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 11.76, 13.36, 14.7)$$

$$e \geq 15\text{cm}$$

Soit : **e= 20cm**

On optera des voiles d'épaisseur **e= 20cm** pour toute la structure.

II-1.2) Les dalles :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur de la dalle, dépend de plusieurs conditions :

a/ Condition de résistance au feu :

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

e =11cm pour deux heures de coupe feu.

e =17,5 cm pour un coupe feu de quatre heures.

On prend : **e = 16cm**

b/ Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur trois appuis a une portée égale à : $Lx = 4,2m$

Donc on a : $8,4cm \leq e \leq 10,5cm$

On prend : **$e = 10cm$**

c/ Condition de flèche : $f_{max} \leq \bar{f}$

La condition à vérifier est la suivante : $f_{max} \leq (Lx/500)$.

f_{max} = la flèche maximum calculée pour une poutre encadrée à ses deux extrémités.

Le calcul RDM nous donne $f_{max} = q \cdot L_x^4 / 384EI$.

$$I = be^3 / 12$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1,40t/m^2.$$

(G, Q : celle du plancher RDC)

$$E = 3216419.5t/m^2.$$

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{12.500 \cdot q \cdot l_x^3}{384 \cdot E}}$$

$$e \geq 0,085 m = 8,5cm$$

On prend : **$e = 9 cm$**

d/ Condition d'isolation phonique :

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

$$e = 16 cm$$

Conclusion :

$$e = \max \{16, 10, 9, 16, 16\} (cm)$$

On adoptera une épaisseur de dalle : **$e = 16cm$**

Remarque :

Concernant le prédimensionnement des dalles des balcons; on adopte une épaisseur :

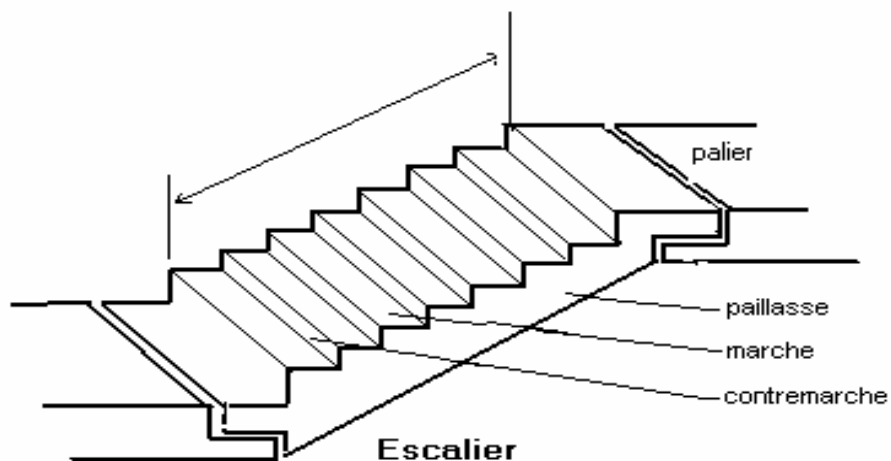
$$e = 16cm$$

II.1-3) L'escalier :

Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place. La jonction palier - volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.



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

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL : $59\text{cm} < (g+2h) < 66\text{cm}$.

h : varie de 14 cm à 20 cm.

g : varie de 22 cm à 33 cm.

a/ étage courant :

Hauteur d'étagehe = 2.94 m.

Giron.....g = 30cm.

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

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

Pour $h=17\text{cm}$ on aura **9** marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30.8 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 147/240 \quad \alpha = 31.48^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = 1.47/\sin\alpha = 2.81 \text{ m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad 9,36 < e < 14,05$$

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

b/ Rez de chaussée :

Le rez-de-chaussée a une hauteur de 3.93 m. On a 03 volées ; 02 volées de 1.70 m et une petite volée de 0.53m.

Les deux premières volées :

Hauteur de voléehe = 1,70m.

Giron.....g = 30cm.

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

Pour $h=17\text{cm}$ on aura **9** marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=240\text{cm}$.

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 170/240 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $L = 1,50/\sin\alpha = 2.60\text{m}$.

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 8.66\text{cm} < e < 13\text{cm}$.

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

La petite volée :

Hauteur de voléehe = 0.53m.

Giron.....g = 30cm

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

Pour $h = 17$ cm on aura **3** marches pour cette volée.

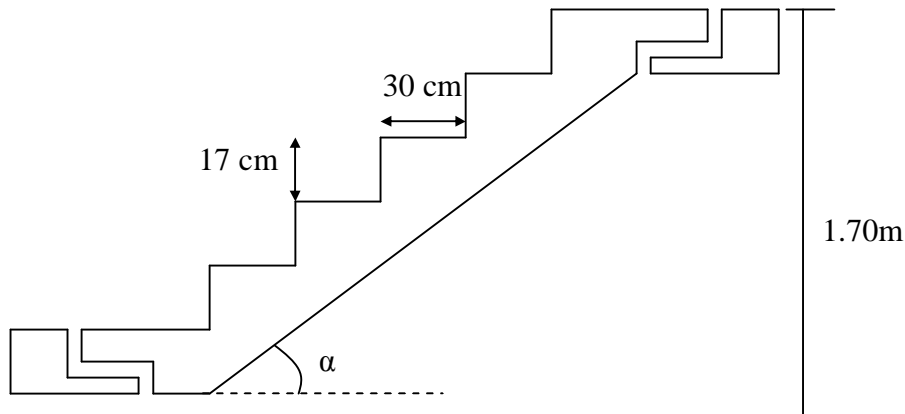
La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g(n-1) = 30 \times 8 = 60$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = 0.53/0.6 \Rightarrow \alpha = 41.45^\circ$.

La longueur de la paillasse est : $L = 0.53/\sin \alpha = 0.80$ m.

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 2.66 < e < 4$

On prend comme épaisseur : **$e = 12$ cm.**



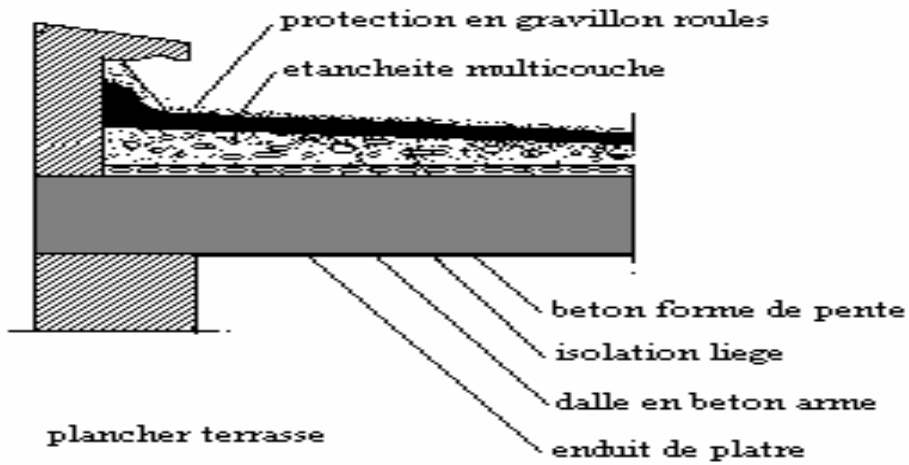
II-2) Descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure. On aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge du plancher qu'il supporte.
- la part de cloisons réparties qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

II.2-1) Plancher terrasse :

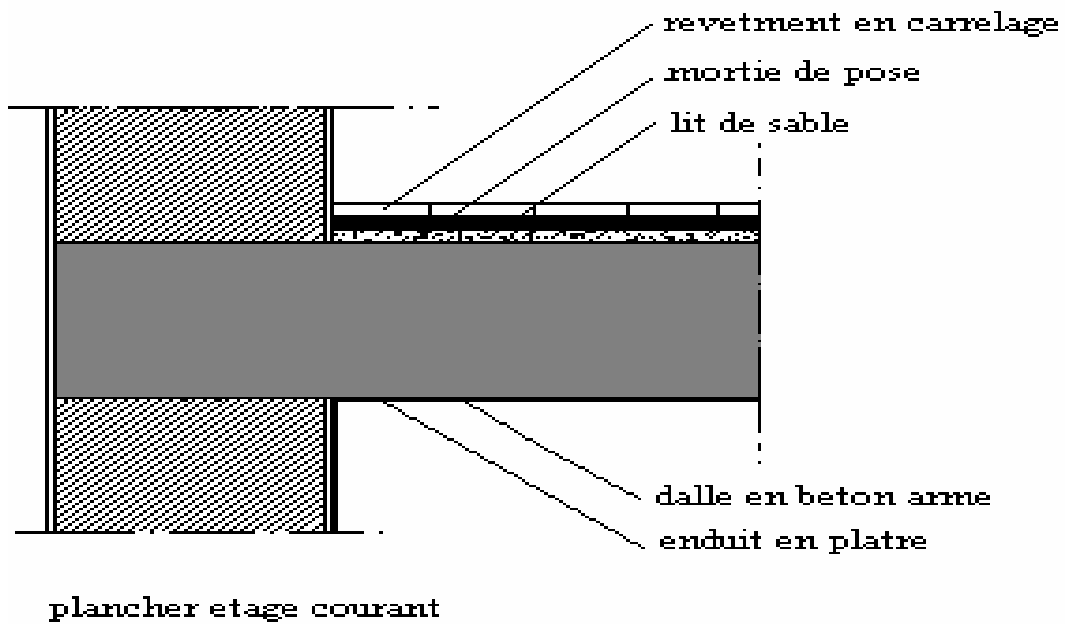
La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Etanchéité multicouche	/	/	10
Forme de pente	10	2000	200
Isolation liège	4	400	16
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit plâtre	2	1200	24

$G = 735 \text{ kg/m}^2 ; Q = 100 \text{ kg/m}^2$

II.2-2) Plancher étage courant :



Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit plâtre	2	1200	24
Cloisons légères	/	/	50

$$G = 604 \text{ kg/m}^2 ; Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

II.2-3) plancher RDC :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit plâtre	2	1200	24
Cloisons légers	/	/	50

$$G = 604 \text{ kg/m}^2 ; Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

II.2-4) plancher SOUS SOL

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400

$$G = 520 \text{ kg/m}^2 ; Q = 500 \text{ kg/m}^2$$

II.2-5) Balcon

Carrelage	-----	0.02 x 2200 = 44	kg/m ²
Mortier de pose	-----	-0.02 x 2000 = 40	kg/m ²
Lit de sable	-----	-0.03 x 1800 = 54	kg/m ²
Dalle en BA	-----	-0.16 x 2500 = 400	kg/m ²

$$G = 538 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

II.2-6) Murs extérieurs en maçonnerie:

La maçonnerie utilisée est en brique (doubles cloisons) avec 30 % d'ouvertures :

Enduit extérieur :..... 0,02 x 2000 = 40 kg/m².

Briques creuses :.....0,20 x 1400 = 280kg/m².

Enduit intérieur :.....0,015 x 1200 = 18 kg/m².

338 kg/m²

En considérant les 30 % d'ouvertures338x0,7 = **236,6 kg/m²**.

II.2-7) Acrotère :

-Surface de l'acrotère :

$$S = (0,1 \times 0,7 + 0,07 \times 0,15 + \frac{1}{2} (0,03 \times 0,1) + (0,05 \times 0,03)) = 0,0835 \text{ m}^2$$

-le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

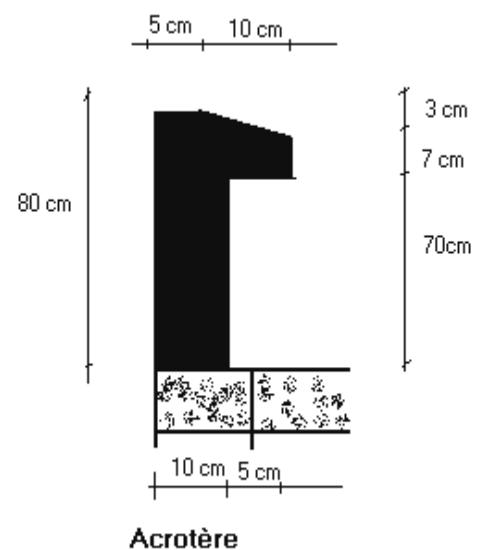
$$G_1 = S \times \gamma \times 1 = 0,0835 \times 2500 = 208,75 \text{ kg/ml}$$

-enduit de ciment sur toute la surface :

$$G_2 = (0,8 + 0,05 + 0,7 + 0,07 + 0,104) \times 0,02 \times 2000 = 68,96 \text{ kg/m}$$

-le poids total:

$$G = G_1 + G_2 = \mathbf{277,71 \text{ kg/ml}}$$



II.2-8) L'escalier :

- palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2000	40

G = 560kg/m² ; Q = 250kg/m²

- volée :

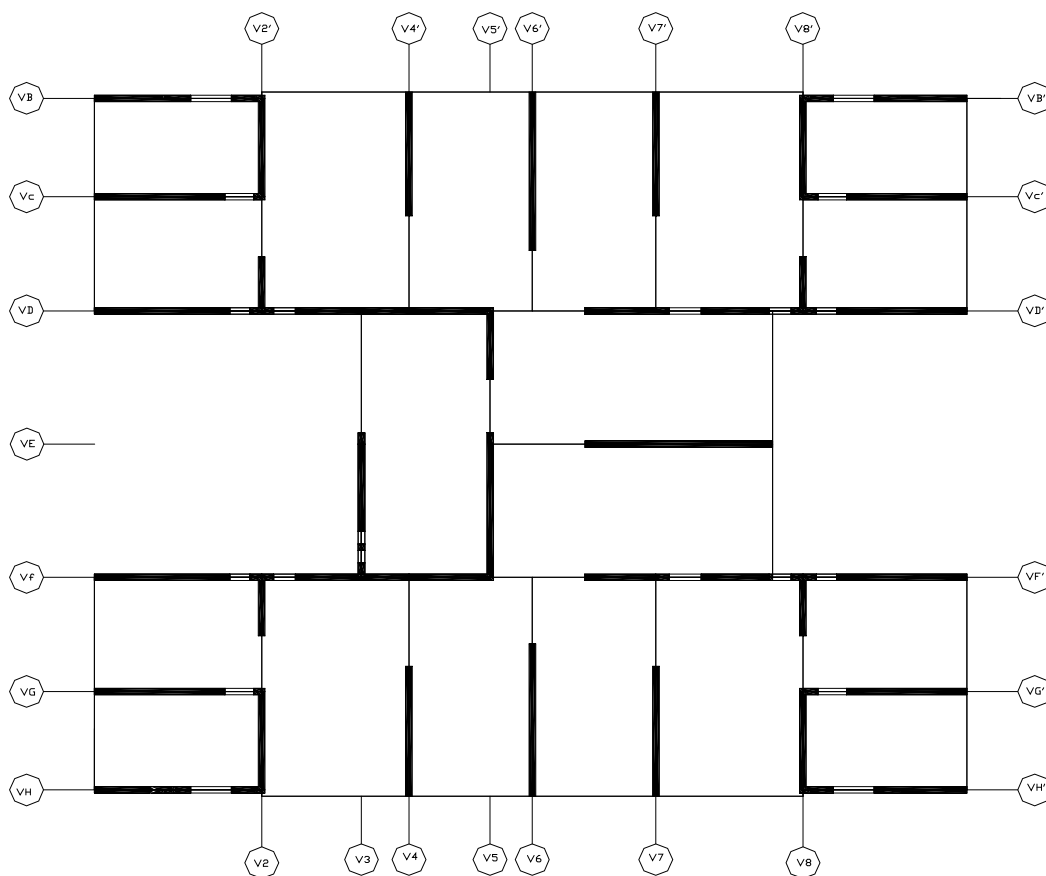
Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	h=17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillese	12	2500	$(2500 \times 0,12)/\cos 29,54 = 344,83$
Enduit ciment	2	2000	40
Garde corps	/	/	60

$$G = 751,83 \text{ kg/m}^2 ; Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

II.3) Calcul du poids total de la structure :

Pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut prendre en considération 20% des charges d'exploitation (selon le RPA 99/version 2003).

II.3-1) Identification des voiles



Identification des voiles

II.3-2) Calcul du poids des voiles :

On a :

- hauteur de l'étage (2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8) $h_e=2.94\text{m}$
- hauteur de l'étage (1)..... $h_e=3.40\text{m}$
- hauteur de RDC $h_e=3.93\text{m}$
- hauteur de S.SOL..... $h_e=4.81\text{m}$
- hauteur des portes..... $h_p=2.17\text{m}$
- hauteur de la fenêtre $h_f=0.60\text{m}$
- longueur des voiles..... $L\text{ (m)}$
- largeur d'ouverture..... $l\text{ (m)}$
- épaisseur du voile..... $e\text{ (m)}$
- surface brute en m^2 $S_b = L \times h_e$
- surface d'ouverture en m^2 $S_o = l \times h$
- surface nette en m^2 $S_n = S_b - S_o$
- poids du voile en t..... $W = \gamma_b \times S_n \times e$
- masse volumique de béton..... $\gamma_b=2.5\text{ t/m}^3$

Les résultats obtenus sont donnés sous forme de tableau :

a/Poids de S.SOL**1/ Dans le sens transversal:**

Voiles	e (m)	L (m)	$S_b\text{ (m}^2\text{)}$	$S_o\text{ (m}^2\text{)}$	$S_n\text{ (m}^2\text{)}$	W (t)
$V_1 ; V_2$	0.20	16.5	79.365	0.00	79.365	39.68×2
$V_3 ; V_5$	0.20	8.4	40.404	0.00	40.404	20.20×2
$V_4 ; V_7$	0.20	12.4	59.644	0.00	59.644	29.82×2
V_6	0.20	15.4	74.074	0.00	74.074	37.04
V_8	0.20	19.6	94.276	0.00	94.276	47.14
V_9	0.20	19.6	94.276	0.855	93.421	46.71
V_{10}	0.20	6.2	29.822	0.00	29.822	14.91
					Σ	325.2

2/ Dans le sens longitudinal:

Voiles	e(m)	L (m)	$S_b\text{ (m}^2\text{)}$	$S_o\text{ (m}^2\text{)}$	$S_n\text{ (m}^2\text{)}$	W(t)
V_B	0.20	28.8	138.528	2.16	136.368	68.18
$V_C ; V_G$	0.20	12.8	61.568	0.00	61.568	30.78×2
V_D, V_F	0.20	26.2	126.022	0.00	126.022	63.01×2
V_E	0.20	8.8	42.328	0.00	42.328	21.16
V_H	0.20	28.8	138.528	0.9	137.628	68.81
					Σ	345.73

$$W_1 = W_{\text{dalle}} + W_{\text{voile}} + 0.20W_q$$

Elément	Surface (m ²)	G (kg/m ²)	W _G (t)	Q(kg/m ²)	W _Q (t)
Voiles	/	/	670.93	/	/
Plancher RDC	725.88	520	377.46	500	362.94
Cloison extérieure	50.50	236.6	11.95	/	/
		Σ	1060.34	Σ	362.94

$$W = W_g + \beta W_q = W_g + 0.2 W_q = 1060.34 + 0.2 (362.94)$$

$$W_1 = 1132.9t.$$

b/Poids de RDC

1/ Dans le sens transversal:

Voiles	e(m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W(t)
V ₂ ; V ₈	0.20	9.6	37.728	0.00	37.728	18.86×2
V ₃	0.20	4.20	16.506	1.04	15.466	7.73
V ₄ ; V ₇	0.20	8.22	32.304	0.00	32.304	16.15×2
V ₅	0.20	6.70	26.331	0.00	26.331	13.16
V ₆	0.20	9.6	37.728	0.00	37.728	18.86
					Σ	109.77

2/ Dans le sens longitudinal:

Voiles	e (m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W (t)
V _B	0.20	9.36	36.785	0.00	36.785	18.39
V _C	0.20	9.70	38.121	1.823	36.298	18.15
V _D ; V _F	0.20	23.10	90.783	1.68	89.103	44.55×2
V _E	0.20	5.54	21.772	0.00	21.772	10.87
V _G	0.20	8.85	34.780	0.00	34.780	17.39
V _H	0.20	9.7	31.121	0.00	38.121	19.06
					Σ	172.96

$$W_1 = W_{\text{dall}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{escalier}} + 0.20W_q$$

Elément		Surface (m ²)	G (kg/m ²)	W _G (t)	Q(kg/m ²)	W _Q (t)
Voiles		/	/	282.73	/	/
escalier	2volés	3.48	751.83	2.62×2	250	0.87×2
	2paliers	15.01	560	8.41×2	250	3.75×2
Plancher RDC		343.61	604	212.69	150	51.54
Cloison extérieure		160	236.6	37.85	/	/
Σ				555.34	Σ	60.78

$$W = W_g + \beta W_q = W_g + 0.2 W_q = 555.34 + 0.2 (60.78)$$

$$W_2 = 567.5t.$$

c/Poids de 1^{ère} étage

1/ Dans le sens transversal:

Voiles	e(m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W(t)
V ₂ ;V ₈	0.20	9.6	32.64	0.00	32.64	16.32×2
V ₃	0.20	4.20	14.28	1.04	13.24	6.62
V ₄ ; V ₇	0.20	8.22	27.948	0.00	27.948	13.97×2
V ₅	0.20	6.70	22.78	0.00	22.78	11.39
V ₆	0.20	9.6	32.64	0.00	32.64	16.32
Σ						94.91

2/ Dans le sens longitudinal:

Voiles	e(m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W(t)
V _B	0.20	9.36	31.824	0.00	31.824	15.91
V _C	0.20	9.70	32.98	1.823	31.157	15.58
V _D ;V _F	0.20	23.10	78.54	3.503	75.037	37.52×2
V _E	0.20	5.54	18.836	0.00	18.836	9.42
V _G	0.20	9.7	32.98	3.65	29.33	14.67
V _H	0.20	9.7	32.98	7.5	25.48	12.74
Σ						143.36

$$W_1 = W_{\text{dall}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{escalier}} + 0.20W_q$$

Elément		Surface (m ²)	G (kg/m ²)	W _G (t)	Q (kg/m ²)	W _Q (t)
Voiles		/	/	238.27	/	/
escalier	2volés	4.38	751.83	3.29×2	250	1.1×2
	∑ paliers	15.01	604	9.29	250	3.75
Plancher 1 ^{ère} étage		360.436	604	223.11	150	54.06
Cloison extérieure		157.28	336.6	52.94	/	/
			∑	485.119	∑	60.01

$$W = W_g + \beta W_q = W_g + 0.2 W_q = 485.19 + 0.2 (60.01)$$

$$W_2 = 497.2t.$$

d/Poids de 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 et 8 étage

1/ Dans le sens transversal:

Voiles	e (m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W(t)
V ₂ ; V ₈	0.20	9.6	28.224	0.00	28.224	14.11×2
V ₃	0.20	4.20	12.348	1.04	11.308	5.65
V ₄ ; V ₇	0.20	8.22	24.167	0.00	24.167	12.08×2
V ₅	0.20	6.70	19.698	0.00	19.698	9.85
V ₆	0.20	9.6	28.224	0.00	28.224	14.11
					∑	81.99

2/ Dans le sens longitudinal:

Voiles	e(m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W (t)
V _B ; V _H	0.20	9.7	28.518	1.823	26.695	13.35×2
V _C ; V _G	0.20	9.70	28.518	1.823	26.695	13.35×2
V _D ; V _F	0.20	23.10	67.91	3.503	64.407	32.2×2
V _E	0.20	5.54	16.29	0.00	16.29	8.15
					∑	125.95

$$W_1 = W_{\text{dall}} + W_{\text{voile}} + W_{\text{escalier}} + 0.20W_q$$

Élément		Surface (m ²)	G (kg/m ²)	W _G (t)	Q (kg/m ²)	W _Q (t)
Voiles		/	/	207.94	/	/
escalier	2 volés	4.38	751.83	3.29×2	250	1.1×2
	∑ paliers	15.01	604	9.29	250	3.75
Plancher 2, 3, 4, 5, 6,7et8 étage		360.436	604	223.11	150	54.06
Cloison extérieure		136	336.6	45.78	/	/
			∑	492.7	∑	60.01

$$W = W_g + \beta W_q = W_g + 0.2 W_q = 492.7 + 0.2 (60.01)$$

$$W_3 = 504.7t$$

e/Poids de 9^{ème} étage

1/ Dans le sens transversal:

Voiles	e (m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W(t)
V ₂ ; V ₈	0.20	9.6	27.552	0.00	27.552	13.78×2
V ₃	0.20	4.20	12.54	1.04	11.014	5.51
V ₄ ; V ₇	0.20	8.22	23.59	0.00	23.59	11.80×2
V ₅	0.20	6.70	19.229	0.00	19.229	9.61
V ₆	0.20	9.6	27.552	0.00	27.552	13.78
					∑	66.28

2/ Dans le sens longitudinal:

Voiles	e(m)	L (m)	S _b (m ²)	S _o (m ²)	S _n (m ²)	W (t)
V _B ; V _H	0.20	9.7	27.839	1.823	26.016	13.01×2
V _C ; V _G	0.20	9.70	27.839	1.823	26.016	13.01×2
V _D ; V _F	0.20	23.10	66.297	3.503	62.794	31.39×2
V _E	0.20	5.54	15.899	0.00	15.899	7.95
					∑	122.77

$$W = W_{\text{terr}} + W_{\text{acr}} + W_{\text{voil}} + W_{\text{ascen}} + 0.2 W_q$$

$$W_{\text{acr}} = G_{\text{acr}} \times L_{\text{periphirique}}$$

Élément	Surface (m ²)	G (kg/m ²)	W _G (t)	Q (kg/m ²)	W _Q (t)
Voiles	/	/	189.05	/	/
Plancher 9 ^{ème} étage	360.436	735	264.92	100	36.04
Cloison extérieure	132.766	336.6	44.69	/	/
Acrotère	/	/	31.55	/	/
Ascenseur	/	/	4.8	/	/
	/	/	32.35	/	/
		Σ	567.36	Σ	36.04

$$W = W_g + \beta W_q = W_g + 0.2 W_q = 567.36 + 0.2 (36.04)$$

$$W_4 = 574.6t.$$

Donc le poids total de la structure est $W_{\text{tot}} = 5584.3 t$

III.1) Etude de l'acrotère

III.1-1) Introduction

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

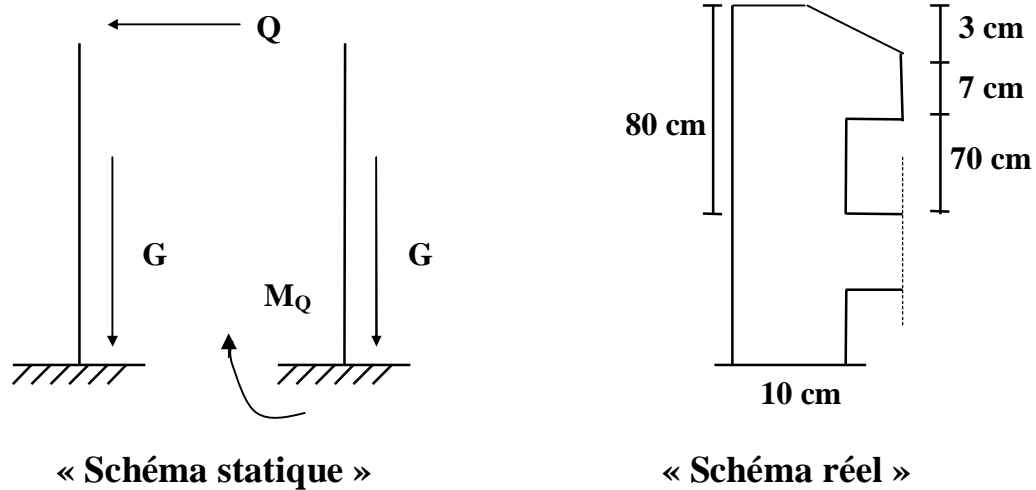


Figure (VII.1.1)

III.1-2) Charges

-poids propre de l'acrotère ; $G=0,278$ t/ml

-surcharge (main courante) ; $Q=0,100$ t/ml

III.1-3) Sollicitations

G ; crée un effort normal $N_G = 0,278$ t/ml, et un moment $M_G = 0$ t.m

Q ; crée un effort normal $N_Q = 0$, et un moment maximum $M_Q = 0,1 \times 0,8 = 0,08$ t.m/ml

a/Etat limite ultime :

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 0.278 = 0.375 \text{ t/ml}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ t.m/ml}$$

b/Etat limite service :

$$N_{\text{ser}} = N_G = 0.278 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.08 \text{ t.m/ml}$$

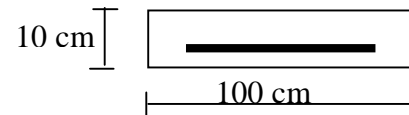
III.1-4) Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$



a/ calcul à l'ELU :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_1 = M_u / N_u = 0.12 / 0.375 = 0.32 \text{ m.}$$

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

-calcul de l'élanement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad B = b \times h.$$

$$i = 0.03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,6}{0,03} = 53.33$$

$$\lambda = 53.33 < 100 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 1,6^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,015 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max}(2 \text{ cm}, L/250) = \text{Max}(2, 80/250) = 2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,32 + 0,02 + 0,015 = 0,355 \text{ m}$$

On a:

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = 64 \quad \Rightarrow \quad \text{on va tenir compte de l'effet du second ordre.}$$

- Majoration des sollicitations :

On majore N_u, M_u par le coefficient de majoration γ_f , tel que:

$$\gamma_f = \min \left(1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \frac{h}{e_1}, 1.4 \right) \quad \text{si } \frac{e_1}{h} > 0.75$$

$$\gamma_f = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \frac{e_1}{h} \leq 0.75$$

$$\frac{e_1}{h} > 0.75 \quad \Rightarrow \quad \gamma_f = \min \left(1 + 0.15 \left(\frac{53.33}{35} \right)^2 \cdot \frac{0.1}{0.32}, 1.4 \right) = 1.1088$$

-Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N_u = 1.1088 \times 0.375 = 0.416 \text{ t/ml}$$

$$M_u^* = \gamma_f \cdot M_u + N_u^* \cdot e_a = 1.1088 \times 0.12 + 0.416 \times 0.02 = 0.141 \text{ t.m/ml}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M_u^* + N_u^* \times (d - h/2) = 0.141 + 0.416 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.158 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_{uA} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (0.158 \times 10^{-2}) / (1 \times 0.081 \times 14.17) = 0.014$$

$$\mu_{bu} = 0.014 \leq 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{pivot A} \quad \rightarrow \quad \epsilon_s = 10\text{‰} \quad \rightarrow \quad \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.0173$$

$$Z = 0.08 \left(1 - 0.4\alpha \right) = 0.089$$

$$A_s = M_{uA} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.508 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u^*}{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$\Rightarrow A_u = 0.508 \times 10^{-4} - \frac{0.416 \times 10^{-2}}{348} = 0.388 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b/ calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0.08 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = 0.278 \text{ t/ml.}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.08}{0.278} = 0.287 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0.0167m \quad e > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{\text{ser/A}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.091 \text{ t.m/ml}$$

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

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right]$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \alpha_{rb} \times d$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = \frac{15.15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) = \frac{0.527}{2} \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0.217 \cdot 15 \cdot 1.0 \cdot 0.09^2 = 2.64 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser/A}} = 9.1 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m/ml} < M_{rb} = 2.64 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) = 0.09 \left(1 - \frac{0.527}{3} \right) = 0.074m$$

$$\text{D'où } A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser/A}}}{Z_r \cdot \sigma_s} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_s} = \frac{9.4 \cdot 10^{-4}}{0.074 \cdot 201.63} - \frac{0.278 \cdot 10^{-2}}{201.63}$$

$$\Rightarrow A_{\text{ser}} = 0.492 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C) Condition de non fragilité

$$A_{\text{smin}} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\text{smin}}, A_{\text{s ser}}, A_{\text{s u}}) = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA6 ($A_s = A_s' = 1.41 \text{ cm}^2$).

Espacement : $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

III.1-5) Vérification au séisme

D'après le RPA 99 /version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

A = 0,25 (groupe 2, zone III).

C_P: facteur de force horizontale.

C_P = 0,80 (élément en console)

W_P: poids de l'acrotère

$$W_P = 0.278 \text{ t/ml}$$

D'où ;

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,278 = 0,222 \text{ t/ml}$$

➤ Ferrailage :

-Etat limite ultime :

$$N_U = 1.35 N_G = 1.35 \times 0.278 = 0.375 \text{ t/ml}$$

$$M_U = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.8 \times 0,222 = 0.266 \text{ t.m/ml.}$$

-Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 0.278 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0.8 \times 0,222 = 0,177 \text{ t.m/ml}$$

a/ calcul à l'ELU

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e₁: excentricité de la résultante.

e₂: excentricité due aux effets du second ordre.

e_a: excentricité additionnelle.

$$e_1 = M_u / N_u = 0.266 / 0.375 = 0.71 \text{ m.}$$

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

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}, \quad B = b \times h.$$

$$i = 0.03$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,6}{0,03} = 53.33.$$

$$\lambda_{\max} \leq 100 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) = 0$$

$$e_2 = \frac{3(1.6^2)}{10^4 \cdot 0.1} \times 2 = 0.015 \text{ m.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm.}, \frac{80}{250} \right) = 0.02 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.745 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \frac{l_f}{h} = 0.16 \leq \max \left(15, \frac{20e_1}{h} \right) = 142 \Rightarrow \text{On va tenir compte de l'effet de seconde ordre.}$$

• **Majoration des sollicitations :**

On majore N_u et M_u par le coefficient de majoration γ_f

$$\frac{e_1}{h} = 7.1 > 0.75 \Rightarrow \gamma_f = \min \left(1 + 0.15 \left(\frac{53.33}{35} \right)^2 \cdot \frac{0.1}{0.32}, 1.4 \right) = 1.1088$$

$$\Rightarrow \gamma_f = \min (1.49, 1.4) = 1.4$$

-Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N_u = 1.40 \times 0.375 = 0.525 \text{ t/ml}$$

$$M_u^* = \gamma_f \cdot M_u + N_u^* \cdot e_a = 1.40 \times 0.266 + 0.525 \times 0.02 = 0.383 \text{ t.m/ml}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M_u^* + N_u^* \times (d - h/2) = 0.383 + 0.525 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.404 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = M_{uA} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = (0.404 \times 10^{-2}) / (1 \times 0.081 \times 14.17) = 0.035$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.044$$

$$Z = 0.08 (1 - 0.4\alpha) = 0.089$$

$$A_{s1} = M_{uA} / (Z \cdot \sigma_s) = 1.313 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{s1} - \frac{N_u^*}{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$\Rightarrow A_u = 1.313 \times 10^{-4} - \frac{0.525 \times 10^{-2}}{348} = 1.162 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b/ calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0.177 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = 0.278 \text{ t/ml.}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.177}{0.278} = 0.637m$$

$$\frac{h}{6} = 0.0167m \quad e > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.188 \text{ t.m/ml}$$

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

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_s} = \frac{15.15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right) = \frac{0.527}{2} \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0.217 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 0.09^2 = 2.64 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 18.8 \times 10^{-4} \text{ MN.m/ml} < M_{rb} = 2.64 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3}\right) = 0.09 \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) = 0.074m$$

$$D'ou \quad A_{ser} = \frac{M_{ser/A}}{Z_r \cdot \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{18.8 \times 10^{-4}}{0.074 \cdot 201.63} - \frac{0.278 \cdot 10^{-2}}{201.63}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 0.720 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{smin}, A_{s ser}, A_{s u}) = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA8 ($A_s = A_s' = 2.51 \text{ cm}^2$).

Espacement : $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

$$A_s = \max(A_{s RPA}, A_{s u}) = 1.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) Armature de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA6 ($A_s=0,85\text{cm}^2$).

Soit : $S_t=30\text{cm}$

e) Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 Q = 0.333t$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = (0,333 / (0.9 \times 0.1 \times 1)) = 0,037 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$: La condition est vérifiée.

III.1-6) schéma de ferrailage :

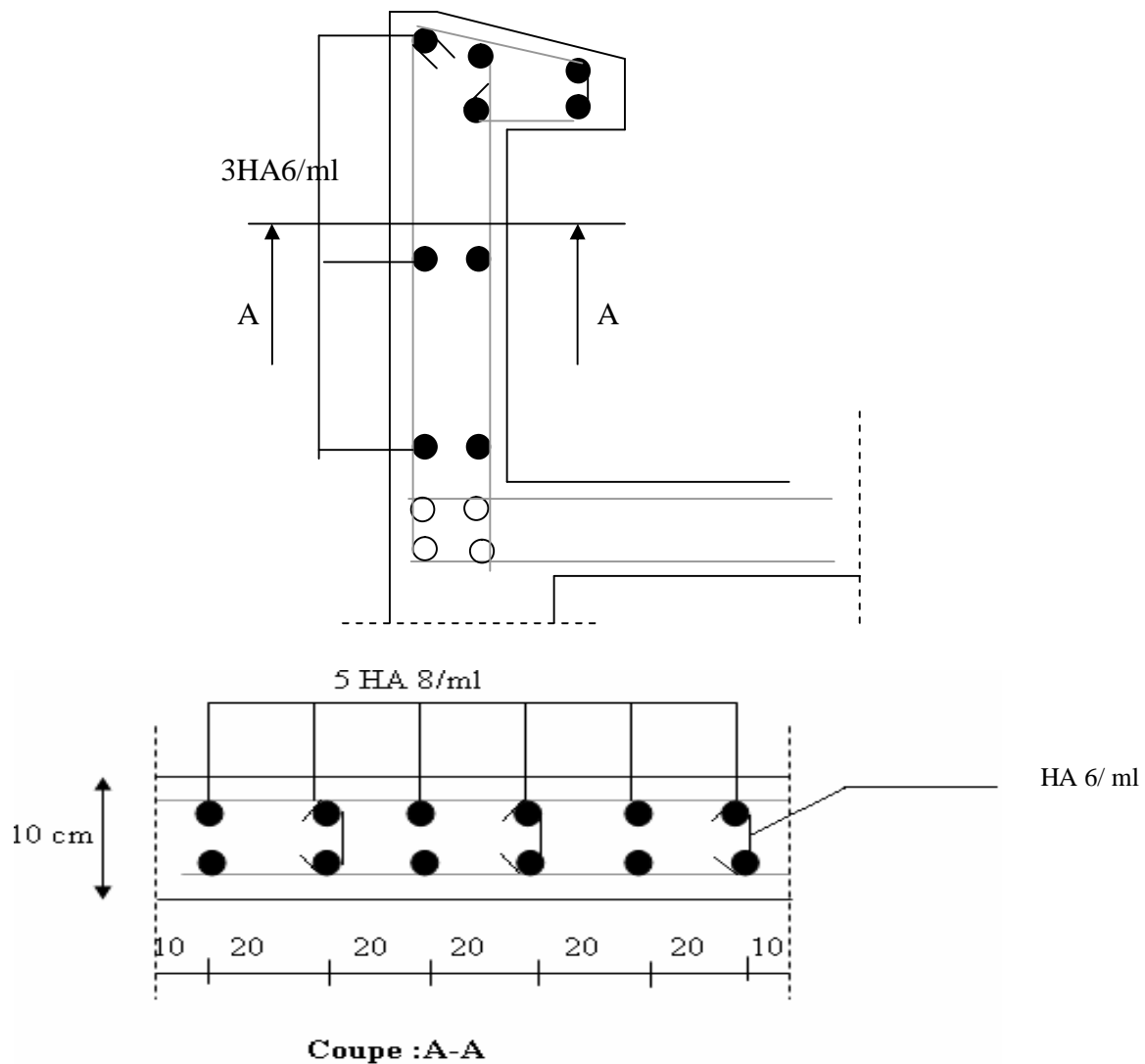


Figure (III.1.2) : ferrailage de l'acrotère.

III.2) Etude des dalles

III.2-1) Introduction

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un type de dalle:

-dalles appuyées sur 03 appuis.

III.2-2) Méthode de calcul

On utilisera les tables de BARES qui sont basées sur la résolution de l'équation de Lagrange, qui elle-même est déduite de la méthode des bandes élastiques.

▪ Hypothèse de la méthode:

-les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques.

- le matériau est homogène et isotrope.

-L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan.

-la dalle est infiniment rigide dans son plan.

-les sections planes avant la déformation restent planes après la déformation.

-les déplacements sont faibles.

III.2-3) Principe de la méthode

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0.2$.

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenu de l'encastrement créé par la liaison plancher voile).

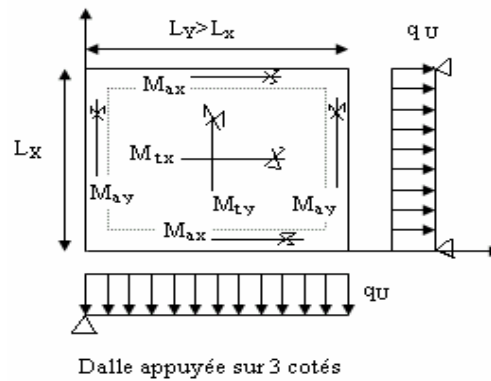


Figure (III.2.1)

▪ *Etape de calcul :*

1^{ère} étape : calcul des moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad : \text{moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad : \text{moment dans le sens de la grande portée.}$$

2^{ème} étape : ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL91, on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal calculé à la 1^{ère} étape.

M_e , M_w : moments absolus à gauche et à droite de l'appui .

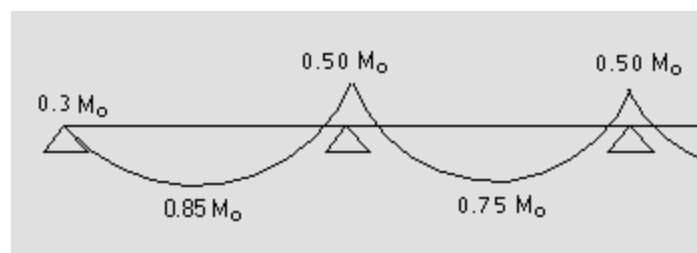


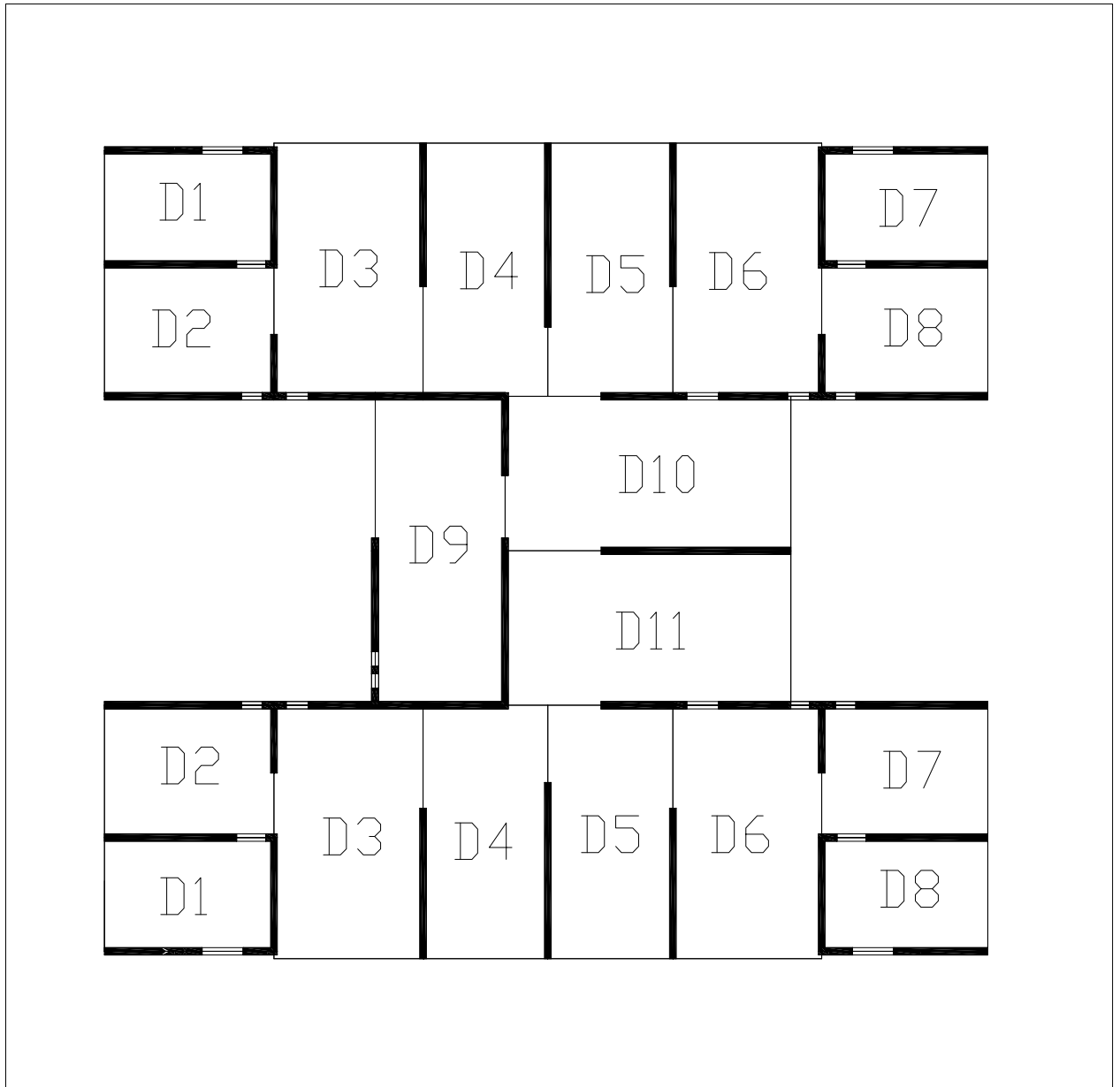
Figure (III.2.2)

On prend :

$$M_e = 0.3 M_0 \quad , \quad M_t = 0.85 M_0 \quad : \quad \text{travée de rive.}$$

$$M_e = 0.5 M_0 \quad , \quad M_t = 0.75 M_0 \quad : \quad \text{travée intermédiaire.}$$

Identification des dalles



VII.2-4) Ferrailage

Pour le calcul du ferrailage des dalles, nous allons présenter les calculs, pour la dalle la plus sollicitée. On choisira la dalle reposant sur trois appuis (D_1) de dimensions : 8.35m x 4.20m

Le calcul se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

VII.2-4-1) Evaluation des charges

La dalle la plus sollicitée est celle du plancher terrasse.

- ◆ Poids propre : $G=735 \text{ kg/m}^2$
- ◆ Charges variables : $Q=100 \text{ kg/m}^2$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.735 + 1.5 \times 0.10 = 1.142 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.735 + 0.100 = 0.835 \text{ t/m}^2.$$

VII.2-4-2) Calcul des moments fléchissants

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

- Dalle D_{10} :

a) l'ELU :

$$\alpha = \frac{4.20}{8.35} = 0.50 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des tables de Bares :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.096 \\ \mu_y = 0.25 \end{array} \right.$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.096 \times 1.142 \times 4.20^2 = 1.933 \text{ t.m/ml} = 19.33 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times 19.33 = 4.83 \text{ KN.m/ml}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 14.49 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 9.66 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 3.62 \text{ KN.m/ml}$$

-Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

-en travée : $M_{ly} \geq (M_{lx}/4) = 3.62 \text{ KN.m/ml}$

-aux appuis : $M_{ay} = M_{ax} = 9.66 \text{ KN.m/ml}$

Donc : $M_{ly} = 3.62 \text{ KN.m/ml}$

$M_{ay} = M_{ax} = 9.66 \text{ KN.m/ml}$

▪ **Ferraillage :**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (MN.m)	0.0096	0.0144	0.0096	0.00362
μ_{bu}	0.037	0.055	0.037	0.013
σ_s (MPa)	348	348	348	348
Z(m)	0.132	0.131	0.132	0.134
A_s (cm ² /ml)	2.08	3.15	2.08	0.79
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1,73	1,73	1,73	1,73
choix	2HA14	4HA12	2HA14	2HA12
A_s Chois (cm ² /ml)	3.08	4.52	3.08	2.26
S_t (cm)	20	20	20	25

Tableau (III.2-1) : Ferraillage de la dalle D₁ à L'ELU.

b) l'ELS :

$$\alpha = \frac{4.20}{8.35} = 0.50 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.100 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$$

A partir des tables de Bares :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.100 \times 0.835 \times 4.20^2 = 1.472 \text{ t.m/ml} = 14.72 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.343 \times 14.72 = 2.68 \text{ KN.m/ml}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

-Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx}=0.75 \times M_{0x} = 11.04 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax}=0.50 \times M_{0x} = 7.36 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1 m parallèle à l_y :

$$M_{ty}=0.75 \times M_{0y} = 2.01 \text{ KN.m/ml.}$$

- Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

-en travée : $M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.76 \text{ Kn.m/ml.}$

-aux appuis : $M_{ay} = M_{ax} = 7.36 \text{ Kn.m/ml.}$

Donc : $M_{ty} = 2.76 \text{ Kn.m/ml.}$

$$M_{ay} = M_{ax} = 7.36 \text{ Kn.m/ml.}$$

- Ferrailage :

	SENS (X X')		SENS (Y Y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (MN.m)	0,00736	0,01104	0,00736	0,00276
F_{bu}	14,17	14,17	14,17	14,17
h (m)	0,16	0,16	0,16	0,16
σ_{st} d (m)	0,144	0,144	0,144	0,144
σ_{bc} (MPa)	201,63	201,63	201,63	201,63
(MPa)	15	15	15	15
x	0,075	0,075	0,075	0,075
Z (m)	0,119	0,119	0,119	0,119
M1 (Mpa)	0,8925	0,8925	0,8925	0,8925
A_s (cm ² /ml)	3,0674374	4,601156	3,0674374	1,150289
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1,7388	1,7388	1,7388	1,7388
choix	2HA14	4HA14	2HA14	2HA12
A_s Chois (cm ² /ml)	3,08	6,16	3,08	2,26
S_t (cm)	20	20	20	25

Tableau (III.2-2) : Ferrailage de la dalle D₁ à L'ELS.

III.2-4-3) Vérification à l'effort tranchant

1) Dalle est réalisée sans reprise de bétonnage → vérifiée.

$$2) \tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1/(1 + \alpha/2)) = \frac{1.142 \times 4.2}{2} \times (1/(1 + 0.5/2)) = 1.92 \text{ t} = 19.2 \text{ KN} = 0.019 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{0.019}{1 \times 0.9 \times 0.16} = 0.131 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u^-$ → vérifiée, donc les d'armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2-4-4) Vérification des contraintes

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendue (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = 201.63 \text{ MPa}$$

	DANS LE SENS (X X')		DANS LE SENS (Y Y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
A_s (cm ²)	3,08	6,16	3,08	2,26
σ_{bc}^- (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st}^- (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
M_{ser} (MN.m)	0,00736	0,01104	0,00736	0,00276
X (m)	0,075	0,075	0,075	0,075
I_1 (cm ⁴)	2199,58214	4399,1641	2199,5821	1613,9791
σ_{bc}	2,509	1,882	2,509	1,282
σ_{st}	34,632	25,974	34,632	17,699
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

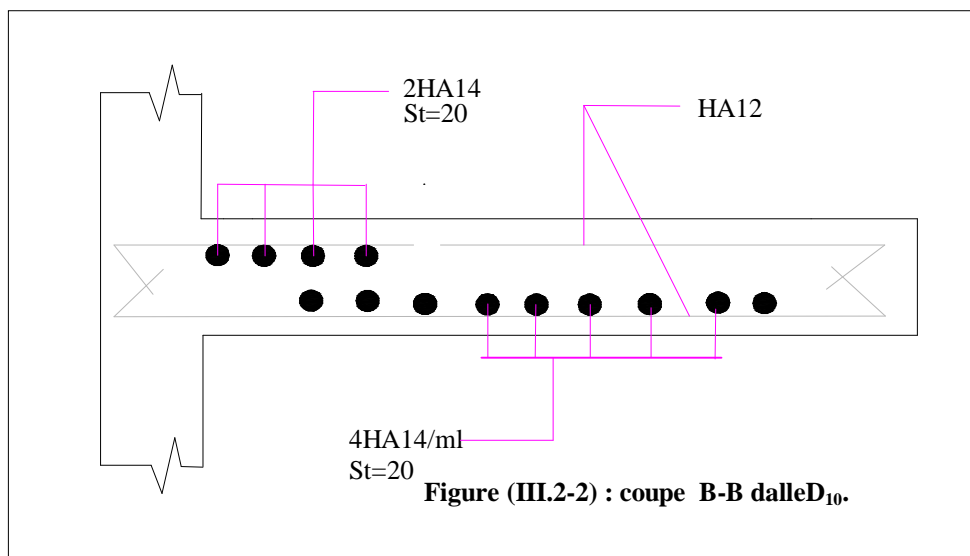
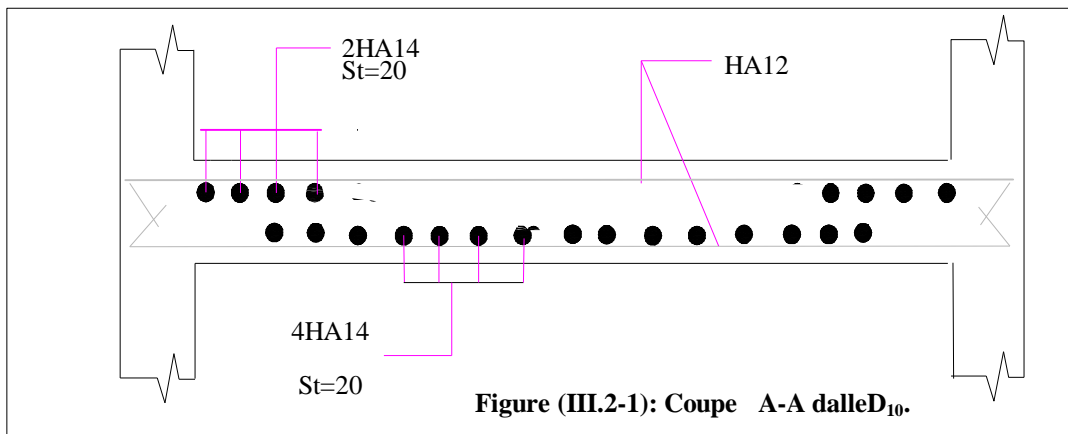
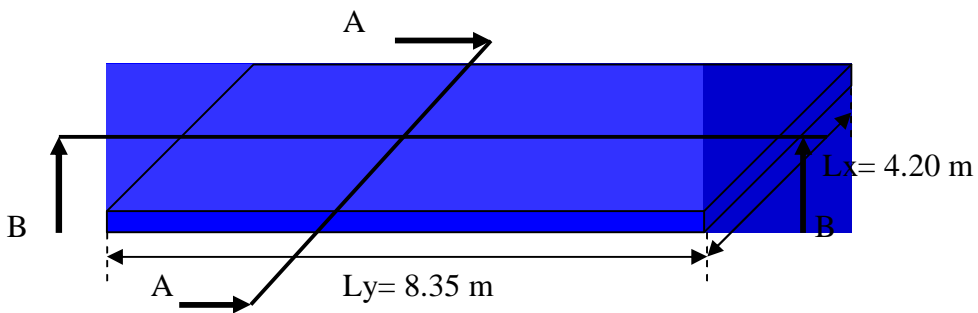
Tableau (III.2-3) : Vérification des contraintes.

La vérification des contraintes est vérifiée.

Remarque :

D'après le tableau précédent, on remarque que la contrainte du béton est largement vérifiée ($\sigma_{bc} \ll \bar{\sigma}_{bc}$). Ceci s'explique par le fait que la condition de flèche donne une épaisseur (e) des planchers tel que $e = 12\text{cm}$, mais nous avons opté pour une épaisseur ($e = 16\text{cm}$), exigée par la condition d'isolation phonique.

3-4-5) schéma du ferrailage :



III.3) Calcul de l'escalier

III.3-1) Définition

On présente un exemple d'un escalier traditionnel en béton armé, coulés sur place. La longueur de la volée est de 2.4m et avec un palier ayant une largeur 1.34 m. Les paliers sont encastres dans les refends.

III.3-2) Evaluation des charges

Volée	$G = 0.752 \text{ t/m}^2$	$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$
Palier	$G = 0.560 \text{ t/m}^2$	$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$

-Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur.

Combinaison d'actions :

ELU

Volée : $q_{u1} = (1,35 G_1 + 1,5 Q_1) \cdot 1 = 1.3902 \text{ t/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 = 1.131 \text{ t/ml}$

ELS

Volée : $q_{ser1} = G + Q = 1.002 \text{ t/ml}$

Palier : $q_{ser2} = G + Q = 0.81 \text{ t/ml}$

VII.3-3) Etude de la volée :

La volée d'escalier est assimilée à une poutre isostatique simplement appuyée. La fissuration est peu nuisible. Le calcul se fera à l'ELU et vérification des contraintes à l'E.L.S.

a/calcul des sollicitations :

• ELU :

$$M_{u \max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.3902 \times (2.4)^2}{8} \quad M_u = 1.00 \text{ t.m}$$

$$V_{u \max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{1.3902 \times (2.4)}{2} \quad V_u = 1.668 \text{ t}$$

• ELS :

$$M_{ser\ max} = \frac{q_{ser} l^2}{8}$$

$$M_s = 0.721\ t.m$$

$$V_{ser\ max} = \frac{q_{ser} l}{2}$$

$$V_s = 1.20\ t$$

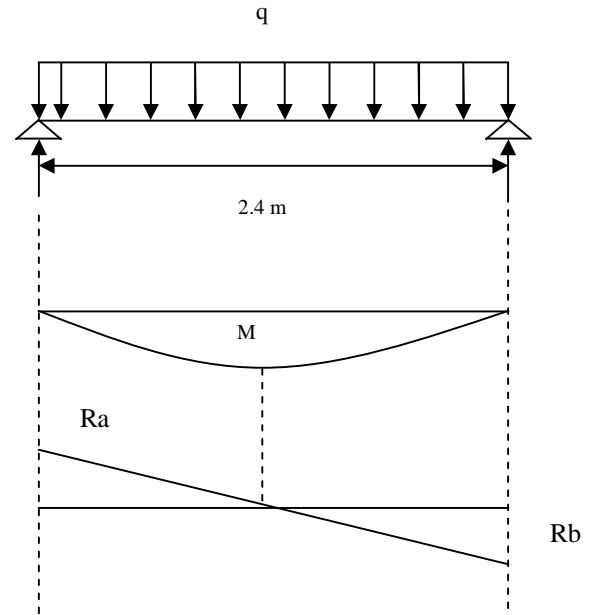
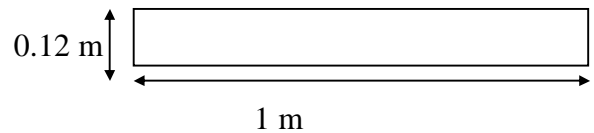


Figure (VII.3.1) Diagramme de moment et d'effort

b) Ferrailage :

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



f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	0.108	14,17	348	400

Tableau (III.3-1) : Caractéristiques géométriques et mécaniques.

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

$$D'où : \mu = M_U / bd^2 f_{bu} , \quad \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0.8} , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) , \quad A_s = M_U / Z\sigma_s$$

M_{max} (t.m)	μ	α	z (m)	ϵ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
1.00	0.06	0.0774	0,105	$10 \cdot 10^{-3}$	348	2,73

Tableau (III.3.2) : Calcul de la section des armatures.

1) Choix des barres :

$$5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

4 HA 8 = 2.01 cm² avec espacement de 25 cm,

2) Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_c = 1,304 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

3) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \tau_u'$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d}$$

$$V_u = 1.668 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0.01668 / 0.108 \times 1 = 0.154 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \text{ vérifier donc :}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y-c) - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta A_s (d-y) = 0$$

$$50 y^2 + 58.95 y - 636.66 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 361.67$$

$$Y = 3.027 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 by^3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 4486.06 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 0.721 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = M_{\text{ser}} y / I = 4.86 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{\text{bc}} < 15 : \text{condition vérifiée.}$$

III.3-4) Etude de palier

Le calcul se fera en assimilant le palier à une poutre simplement appuyée, puis en tiendra compte de l'encastrement en ventilant les moments isostatiques.

-Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

1) les sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{1.131 \times (4^2)}{8} = 2.262 \text{ t.m}$$

$$V_u = \frac{1.131(4)}{2} = 2.262 \text{ t.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

$$M_{u\text{t}} = 0.75 M_u = 1.696 \text{ t.m}$$

$$M_{u\text{a}} = 0.5 M_u = 1.131 \text{ t.m}$$

Vérification :

$$M_{u\text{t}} + \frac{M_{u\text{a}}^g + M_{u\text{a}}^d}{2} \geq 1.25 M_u.$$

$M_{u\text{a}}^d, M_{u\text{a}}^g$: moments respectivement à droite et à gauche sur appui.

$M_{u\text{t}}$: moment en travée.

$$1.696 + \frac{2 \times 1.131}{2} \geq 1.25 M_u \quad \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2) Ferrailage :

a) sur appuis :

$$M_{ua} = 1.131 \text{ t.m}$$

$M_{\max}(\text{t.m})$	μ	α	$z \text{ (m)}$	ε_s	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
1.131	0.038	0,049	0.141	$10 \cdot 10^{-3}$	348	2,30

Tableau (III.3.3) : Calcul de la section des armatures.

▪ *Condition de non fragilité :*

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_c = 1,74 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

▪ *Choix des barres :*

$$5\text{HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

4 HA 8 = 2.01 cm² avec espacement de 25cm.

b/ En travée :

$$M_{ut} = 1.696 \text{ t.m}$$

$M_{\max}(\text{t.m})$	μ	α	$z \text{ (m)}$	ε_s	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
1.696	0.058	0.074	0.139	$10 \cdot 10^{-3}$	348	3.50

Tableau (III.3.4) : Calcul de la section des armatures.

▪ *Condition de non fragilité :*

$$A_s > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_c = 1.73 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Choix des barres :**

$$5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

4 HA 8 = 2.01 cm² avec espacement de 25 cm,

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d}$$

$$V_u = 2.262 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,02262 / 0.144 \times 1 = 0.157 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min(0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ vérifier donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Schéma de ferrailage :**

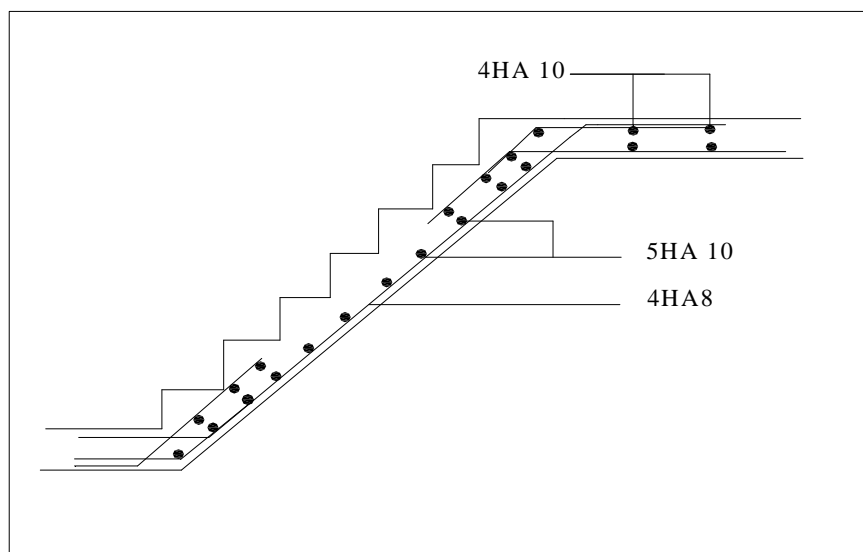


Figure (III.3.2): Disposition des armatures d'escaliers.

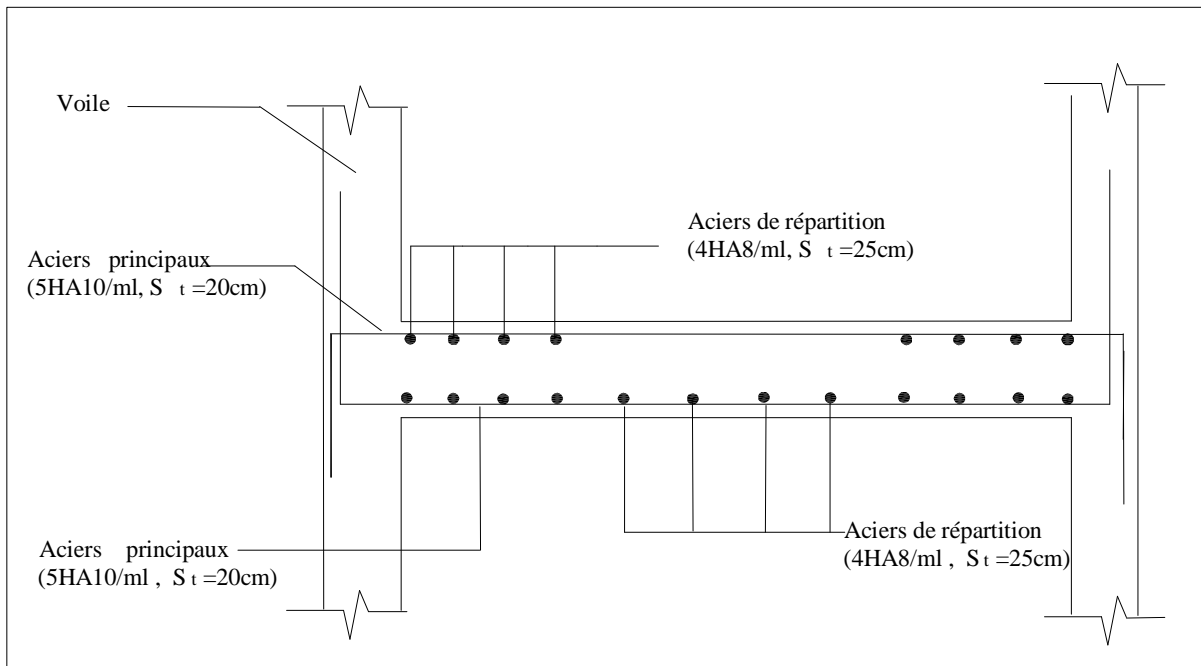


Figure (III.3.3) : Ferraillage du palier.

III.4) Calcul du balcon :

III.4.1) Évaluation des charges

$$G_1 = 0,538 \text{ t/m}^2$$

$$Q_1 = 0,350 \text{ t/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G_1 = 0,538 \text{ t/m}$$

$$Q_1 = 0,350 \text{ t/m}$$

Combinaison des charges :

$$P = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 \Rightarrow P_u = 1.2513 \text{ t/m}$$

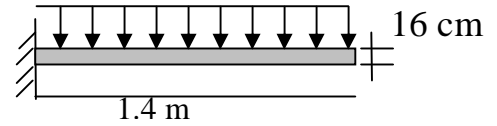


Figure (III.4.1) : schéma statique.

III.4.2) Combinaison des charges

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc on fera le calcul de l'E.L.U et à l'E.L.S.

$$M_u = (P_u \cdot L^2) / 2 = 1.226 \text{ tm}$$

$$P_{ser} = G + Q_1 = 0.538 + 0.350 = 0.888 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = (P_{ser} \cdot L^2) / 2 = 0.870 \text{ t.m}$$

III.4.3 Calcul des armatures

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul s'effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

a) ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.144 \text{ m}$$

$$\rho_m = M_u / M_{ser} = 1.226 / 0.870 = 1.41 \Rightarrow \mu_c = 0.3033$$

$$\alpha_c = 0.4659$$

$$\mu_c = 0.3033$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = (0.01226) / [(1 \times (0.144)^2 \times 14.17)] = 0.042$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow (\text{S.S.A.C}) A_s' = 0$$



Figure (III.4.2) : coupe de la section.

$$\alpha = [1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,054$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,141\text{m}$$

$$\mu \leq 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f(\epsilon_s) = 348$$

$$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s = 0,01226 / (0,141 \times 348)$$

$$A_s = 2,49\text{cm}^2$$

b) ELS

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110(\eta f_{ij})^{0,5})$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite du service :

$$x = 15\sigma_{bc} \cdot d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$x = 0,0759$$

$$z = d - x/3$$

$$z = 0,12$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 0,068 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_{st} = 0,621 \times 10^{-2} / (0,11 \times 201,63)$$

$$A_{ser} = 3,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C) Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0,23b \times d \times (f_{t28}/f_c) = 1,74 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 3,59 \text{ cm}^2$$

5HA 10 = 3,93 cm² avec un espacement de 20 cm.

d) Armature de répartition

$$A_s = A_s/4 = 0,98 \Rightarrow 4\text{HA}6 (1,13\text{cm}^2)$$

$$\text{Soit : } S_t = 30\text{cm}$$

e) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

1.) $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$ c. à d. $\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$ (ELS vis-à-vis de la durabilité).
2.) $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$.

$$I) \quad \sigma_{bc} = (M_{ser}/I_1) y_1$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 + 15 A_s (y - c) - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 3,93 (14,4 - y) = 0$$

$$\text{Avec } d = 0,9 \times 16 = 14,4 \text{ cm}$$

$$y^2 + 1,17 y - 15,91 = 0$$

$$y = 3,57 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + n A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 100 \times (3,57)^3/3 + 15 \times 3,93 (14,4 - 3,57)^2$$

$$\Rightarrow I = 0,15 \times 10^3 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0,870 \times 3,57 \times 10^{-4}) / (0,15 \times 10^{-4}) = 2,07 < 15 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée}).$$

$$2) \quad \sigma_{st} = n M_{ser} (d - y) / I = 15 \times 0,870 \times 10^{-2} (0,144 - 3,57 \times 10^{-2}) / (0,15 \times 10^{-4})$$

$$= 94,22 \text{ Mpa}$$

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

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

f) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$Vu = Pu \cdot L/2 = 0,87t$$

$$\tau_u = 0,0087 / 0,144 \times 1 = 0,06 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u' \quad (\text{vérifiée}).$$

▪ Schéma de ferrailage

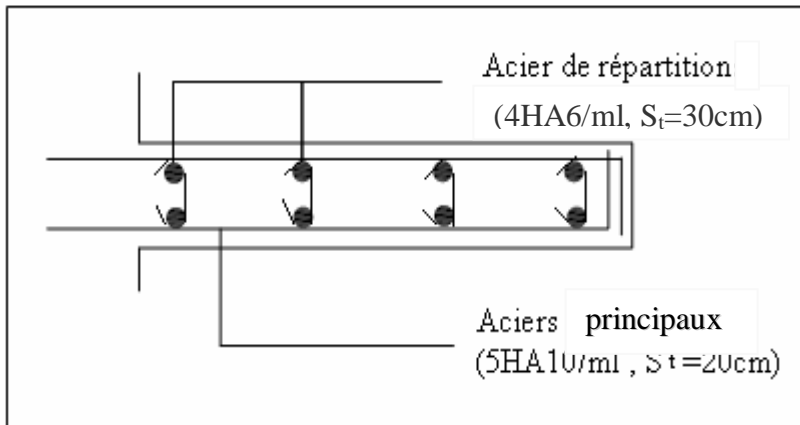


Figure (III.4.3) : Ferrailage du balcon.

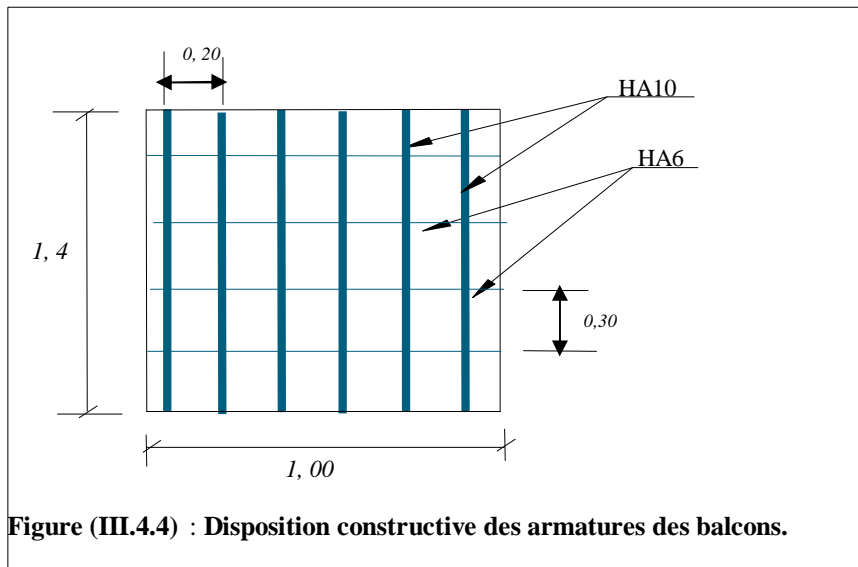


Figure (III.4.4) : Disposition constructive des armatures des balcons.

IV) Etude sismique :

IV.1) Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une **démarche globale de conception parasismique** dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- **respect de la réglementation parasismique.**
- **conception architecturale parasismique.**
- **mise en oeuvre soignée.**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique (modale spectrale).

IV.2) Modélisation de la structure étudiée

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation). Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel ETABS.

IV.2-1) Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI..etc). De plus de part sa spécificité pour le

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

IV.2-2) Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- * Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- * Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

IV.2-3) Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

IV.3) Présentation de méthode de calcul :

IV.3-1) Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

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

Remarque :

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article (4.1.2.a) RPA99/version 2003 car la structure dépasse 30m de hauteur. D'où, la méthode utilisée est celle de l'analyse dynamique modale spectrale.

IV.3-1) Méthode d'analyse modale spectrale

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. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3-3) Méthode dynamique modale spectrale

IV.3-3-1) Les données de l'ouvrage

- ✓ Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, situé à Alger (*Zone III*), il sera classé au groupe d'usage 2.
- ✓ La catégorie du site est *S3* (site meuble).

IV.3-3-2) Spectre de réponse de calcul

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

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

A : coefficient d'accélération de zone.

η : coefficient de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

Q : facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4,2 (RPA99/version2003).

Dans notre cas $\zeta = 10 \%$,

$$\Rightarrow \eta = 0,76 \geq 0,7$$

A = 0,25 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 3,5 (voiles porteurs - tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0,15$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

$T_2 = 0,50$ sec

Q = 1,2

IV.3-3-3) Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure,
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

IV.3-3-4) Résultats de calcul

a. Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Période	αX	αY	$\Sigma \alpha X$	$\Sigma \alpha Y$
1	0,629	0,014	1,592	0,014	1,592
2	0,578	0,178	70,143	0,192	71,736
3	0,377	71,475	0,215	71,667	71,951
4	0,137	0,039	16,417	71,707	88,368
5	0,130	0,000	0,027	71,707	88,396
6	0,081	18,191	0,033	89,898	88,430
7	0,061	0,016	5,263	89,915	93,693
8	0,057	0,007	0,324	89,922	94,018
9	0,056	0,080	0,012	90,002	94,031
10	0,050	0,000	0,067	90,002	94,098
11	0,043	0,104	0,000	90,106	94,099
12	0,041	0,001	0,110	90,108	94,209

Tableau (IV.1) : périodes et facteurs de participation modale.

Remarque :

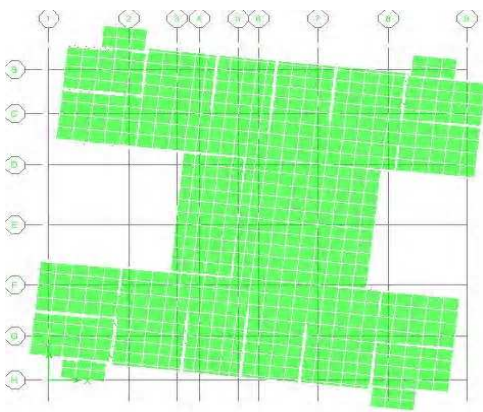
1/Ce modèle présente une période fondamentale $T=0,629$ sec.

2/Le 1^{er} mode est un mode de torsion.

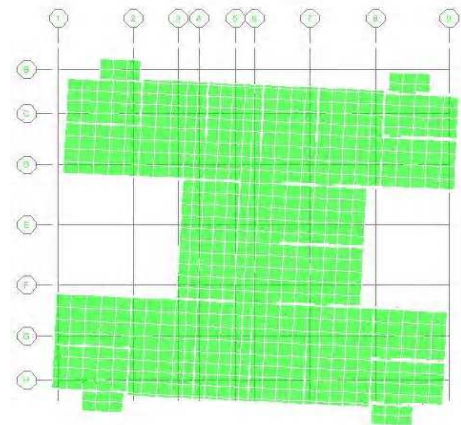
3/Le 2^{eme} et le 3^{eme} mode sont des modes de translation.

4/Les 9 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

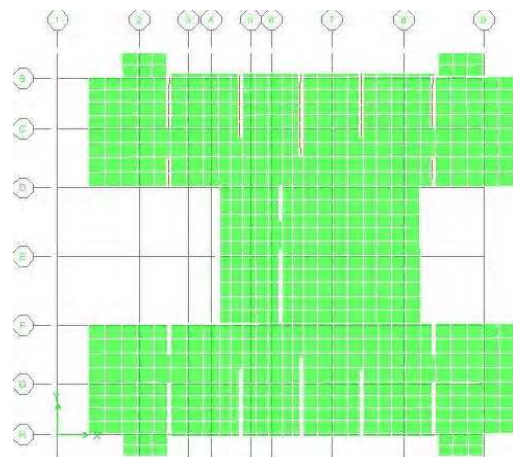
5/La période fondamentale calculée numériquement est égale à 0,629sec et elle est inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le RPA 99/version 2003 (formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55($T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$).



Mode 1 (torsion)



Mode 2 (translation suivant y)



Mode 3 (translation suivant x)

Interprétation :

La conception de la structure donne une mode fondamentale de torsion .en raison de la constitution de la majorité des murs en béton armé, il nous a été impossible de décaler ce dernier aux modes supérieures .plusieurs simulation ont été essayées en donnant une grande épaisseur aux voiles périphériques, mais malgré cela, le mode fondamental est resté un mode de torsion. Ceci montre la mauvaise conception architecturale qui a été faite sans concertation avec l'ingénieur.

b. Effort tranchant à la base :

SPECTRE	F _X (KN)	F _Y (KN)	F _Z (KN)	M _X (KN.M)	M _Y (KN.M)	M _Z (KN M)
Ex	8586,77	548,85	0,00	11599,94	182473,04	88703,57
Ey	548,85	7717,22	0,00	164593,72	11970,90	104815,00

Tableau (IV.2) : Les réactions à la base.

c. Effort tranchant à chaque niveau :

Story	<i>sens longitudinal</i>			<i>sens transversal</i>		
	SPECTRE	F _x (KN)	V _x (KN)	SPECTRE	F _y (KN)	V _y (KN)
STORY9	EX	1837.41	1837,41	EY	1288.08	1650,34
STORY8	EX	1480.60	3318,01	EY	1042.76	2938,42
STORY7	EX	1192.23	4510,24	EY	883.12	3981,18
STORY6	EX	957.21	5467,45	EY	761.83	4864,30
STORY5	EX	794.33	6261,78	EY	634.49	5626,13
STORY4	EX	685.96	6947,74	EY	513.08	6260,62
STORY3	EX	599.42	7547,16	EY	411.23	6773,70
STORY2	EX	494.65	8041,81	EY	319.43	7184,93
STORY1	EX	368.00	8409,81	EY	157.48	7504,36
RDC	EX	0	8584,8	EY	0	7661,84

Tableau (IV.3) : Effort tranchant à chaque niveau.

IV.4) Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**IV.4-1) La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

a/Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

Soit : $V = \frac{A.D.Q}{R}.W$ RPA99/version 2003 (art 4. 2.3)

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra : $\xi = 10 \%$,
D'où $\eta = 0,76 > 0,7$

Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.

$T = \min (C_T H_N^{3/4} ; T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}})$

$T = 0.05 \times (30.78)^{3/4} = 0.653 \text{sec.}$

• Pour le sens transversal :

$H_N = 30,78 \text{m,}$

$D_y = 21,80 \text{m}$

$T_y = 0.09 \times 30.78 / \sqrt{21.80} = 0.593 \text{ sec.}$

$T = \min (0.635 ; 0.593) = 0.593 \text{sec.}$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^2 \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$

coefficients	Résultats
A	0,25
D_x	1,792
D_y	1,695
Q	1,20
R	3,5
W	5484,3t
T_x	0,546 sec
T_y	0,593 sec
η	0,76

Tableau IV.4 : Résumé des résultats.

Donc Le coefficient dynamique moyen : **$D_y = 1,695$**

• Pour le sens longitudinal :

$H_N = 30,78 \text{m}$

$D_x = 25,70 \text{m}$

$T_x = 0.09 \times 30.78 / \sqrt{25.70} = 0.546 \text{ sec.}$

$T = \min (0.635 ; 0.546) = 0.546 \text{sec}$

$D = 2.5\eta(T_2/T)^2 \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$

Le coefficient dynamique moyen : **$D_x = 1,792$**

Poids total: $W_T = 5584,3$ t

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_y = \frac{(0.25 \times 1.695 \times 1.20 \times 5584.3)}{3.5} = 811.32t \text{ (sens transversal).}$$

$$\Rightarrow V_x = \frac{(0.25 \times 1.792 \times 1.20 \times 5584.3)}{3.5} = 857.74t \text{ (sens longitudinal).}$$

D'après le RPA99/version 2003, Art 4.3.6 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0,8V < F
E _x	858,677	54,885	857.74	686.192	vérifié
E _y	54,885	771,722	811.32	649.056	vérifié

Tableau IV.5 : vérification des efforts tranchants à la base.

La résultante des forces à la base '**F**' obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente '**V**' (RPA99/version 2003 Article.4. 3.6).

Donc la condition est vérifiée.

IV.5) Calcul des déplacements relatifs horizontaux

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), Les déplacement sont calculés par la formule donnée par le RPA99/version2003 comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ke} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les $1\%h_e$. (h_e est la hauteur libre de l'étage considéré). Il faut vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\delta}$.

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible (égale à $0,01h_e$).

Les déplacements maximaux sont calculés sous l'action sismique E_i et les résultats sont regroupés dans le tableau Ci-dessous :

Niveau	h	Sens (x-x)			Sens (y-y)			$\bar{\delta}(m)$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}$
		δ_{ek}	δ_k	Δ_k	δ_{ek}	δ_k	Δ_k		
9	2,87	0,0106	0,0371	0,0039	0,0220	0,0770	0,0074	0,0287	vérifié
8	2,94	0,0095	0,0332	0,0042	0,0199	0,0696	0,0077	0,0294	vérifié
7	2,94	0,0083	0,0290	0,0042	0,0177	0,0619	0,0084	0,0294	vérifié
6	2,94	0,0071	0,0248	0,0048	0,0153	0,0535	0,0087	0,0294	vérifié
5	2,94	0,0059	0,0200	0,0032	0,0128	0,0448	0,0088	0,0294	vérifié
4	2,94	0,0048	0,0168	0,0042	0,0103	0,0360	0,0087	0,0294	vérifié
3	2,94	0,0036	0,0126	0,0035	0,0078	0,0273	0,0083	0,0294	vérifié
2	2,94	0,0026	0,0091	0,0035	0,0055	0,0190	0,0090	0,0294	vérifié
1	3,40	0,0016	0,0056	0,0032	0,0033	0,0100	0,0055	0,0340	vérifié
RDC	3,93	0,0007	0,0024	0,0024	0,0013	0,0045	0,0045	0,0393	vérifié

Tableau (IV.6) : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA99/version2003 est vérifié.

IV.6) Justification de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_k :effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k :déplacement relatif du niveau "K".

h_k :hauteur de l'étage "K".

Si $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er}

ordre par le facteur: $\frac{1}{1 - \theta_K}$.

Si $\theta_K > 0.20$. La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus par le calcul numérique sont donnés par le tableau suivant :

Niveau	P(t)	P _K (t)	Δkx (m)	Δky (m)	V _x (t)	V _y (t)	h (m)	θ_x	θ_y
9	486.64	486.64	0,0039	0,0074	183,74	165,03	2,87	0,0035	0,0076
8	550.64	1037.28	0,0042	0,0077	331,80	293,84	2,94	0,0044	0,0092
7	553.09	1590.36	0,0042	0,0084	451,02	398,11	2,94	0,0050	0,0114
6	553.09	2143.46	0,0048	0,0087	546,74	486,43	2,94	0,0064	0,013
5	553.09	2696.55	0,0032	0,0088	626,17	562,61	2,94	0,0046	0,0143
4	553.09	3249.64	0,0042	0,0087	694,77	626,06	2,94	0,0066	0,0153
3	553.09	3802.73	0,0035	0,0083	754,71	677,37	2,94	0,0059	0,0158
2	553.09	4355.82	0,0035	0,0090	804,18	718,49	2,94	0,0064	0,0185
1	571.45	4927.27	0,0032	0,0055	840,98	750,43	3,40	0,0055	0,0106
RDC	613.06	5540.33	0,0024	0,0045	858,48	766,18	3,93	0,0039	0,0082

Tableau (IV - 7) : Vérification à l'effet P- Δ .

$\theta_k < 0,1$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

IV.7) Vérification au renversement :

La vérification au renversement se fait pour les deux directions (longitudinale et transversale). On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Ms}{Mr} \geq 1,5$

Mr : moment dû au aux charges horizontales sismiques.

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2} \quad \text{avec } W \text{ le poids total du bâtiment.}$$

- **Sens longitudinal :**

$$M_s = 66733.35 \times \frac{28.8}{2} = 960960.24 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 232654.8 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 4.13 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_s = 66733.35 \times \frac{28.20}{2} = 940940.235 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 207845.8 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 4.52 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc La stabilité au renversement est vérifiée.

V) Etude au vent

V.1) Introduction

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

V.2) Application de R N V 99

La vérification de la stabilité d'ensemble de notre construction doit suivre les étapes suivantes :

V.2-1) Détermination du coefficient dynamique C_d

- Données relatives au site. (R N V 99)
- Site plat (ch2, 4, 3,3) : $c_t=1$.
- Zone I (tab2, 3) : $q_{ref}=375 \text{ N/M}^2$.
- Terrain de catégorie (IV) \Leftrightarrow tab (2.4) donne les valeurs suivantes :
 $K_T=0,24$; $Z_0=1 \text{ m}$; $Z_{min}=16 \text{ m}$; $\epsilon = 0,46$.

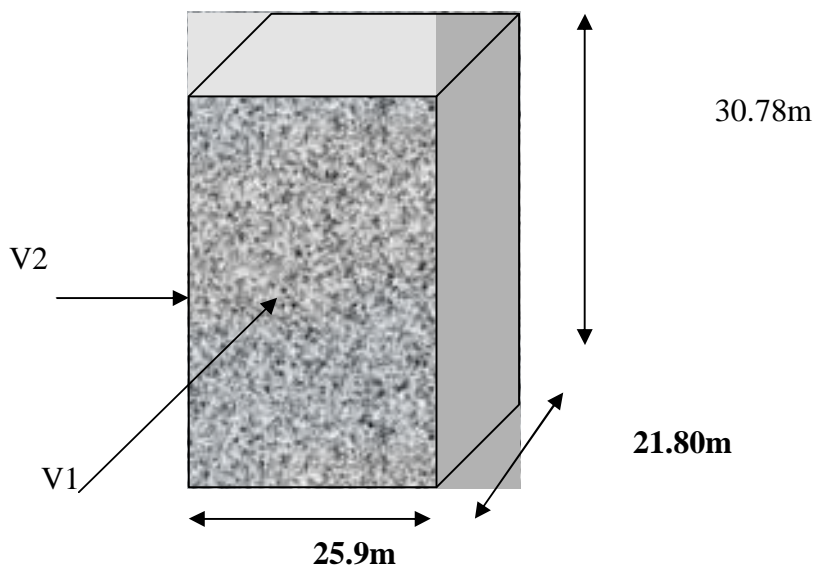


Figure (V.1) Action du vent.

Sens x.x :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, pour une hauteur $h = 30.78\text{m}$, et $b = 25.9\text{m}$. Donnée après l'interpolation : $C_d = 0,935$

Sens y.y :

Pour $h = 30.78\text{m}$, et $b = 21.80\text{m}$.

On utilise l'abaque de la figure 3.1 Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0,94$

V.2-2) Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

$Q_{dyn}=q_{ref} \times C_e (z_j)$ pour une structure permanente :

$Q_{ref}=375 \text{ N/M}^2$; (tab 2,3) RNV 99.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

Q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanente.

$$C_e (Z_{eq})= C_T (Z_{eq})^2 \times C_r (Z_{eq})^2 \times [1+ (7 \times K_T) / (C_T (Z_{eq}) \times C_r (Z_{eq}))].$$

Avec : $C_T (Z_{eq}) = 1$.

C_r : coefficient de rugosité, il est défini par la loi logarithmique.

$C_r = K_T \times \text{Ln} (Z_{eq}/Z_0)$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$.

$K_T = 0.24$

Niveau	Z_j (m)	Z_0	C_r	C_t	C_e	Q_{DYN} (N/M ²)
RDC	1,96	1	0,665421	1	1,560693	585,25
1	5,63	1	0,665421	1	1,560693	585,25
2	8,8	1	0,665421	1	1,560693	585,25
3	11,74	1	0,665421	1	1,560693	585,25
4	14,68	1	0,665421	1	1,560693	585,25
5	17,62	1	0,688568	1	1,630921	611,59
6	20,56	1	0,725603	1	1,745513	654,56
7	23,5	1	0,757680	1	1,846981	692,61
8	26,44	1	0,785970	1	1,938180	726,81
9	29,34	1	0,810948	1	2,020030	757,51

Tableau (V.1) : pression dynamique.

V.2-3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Pour les parois verticales, il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99), les valeurs de $C_{pe, 10}$ et $C_{pe, 1}$. Sont donnée dans le paragraphe 5.1 du RNV99.

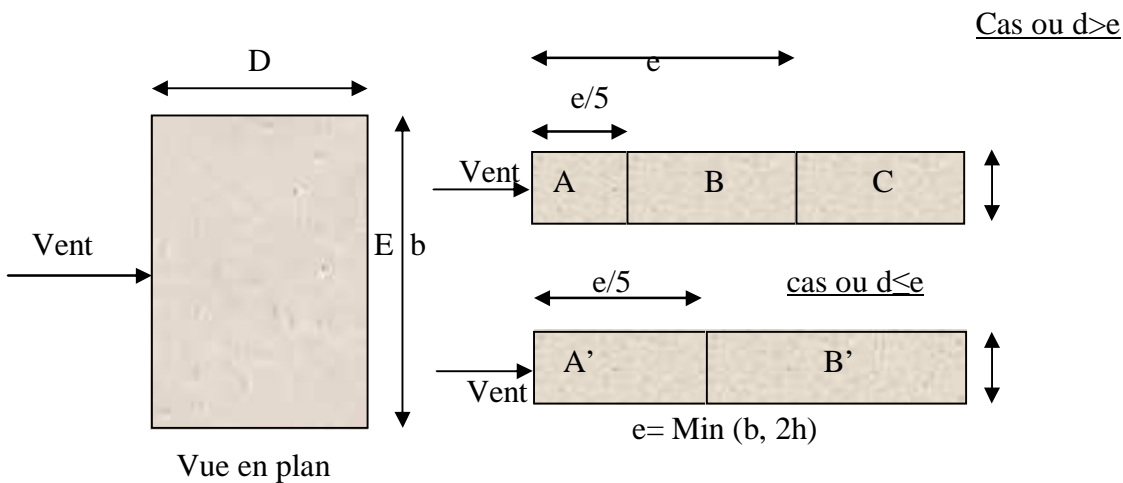


Figure (V.2) : Légende pour les parois verticales.

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau (V.2) : valeurs des C_{pe} parois verticales.

C_{pe} : pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4. Il convient de la toiture comme l'indique la figure 5.2 du RNV99.

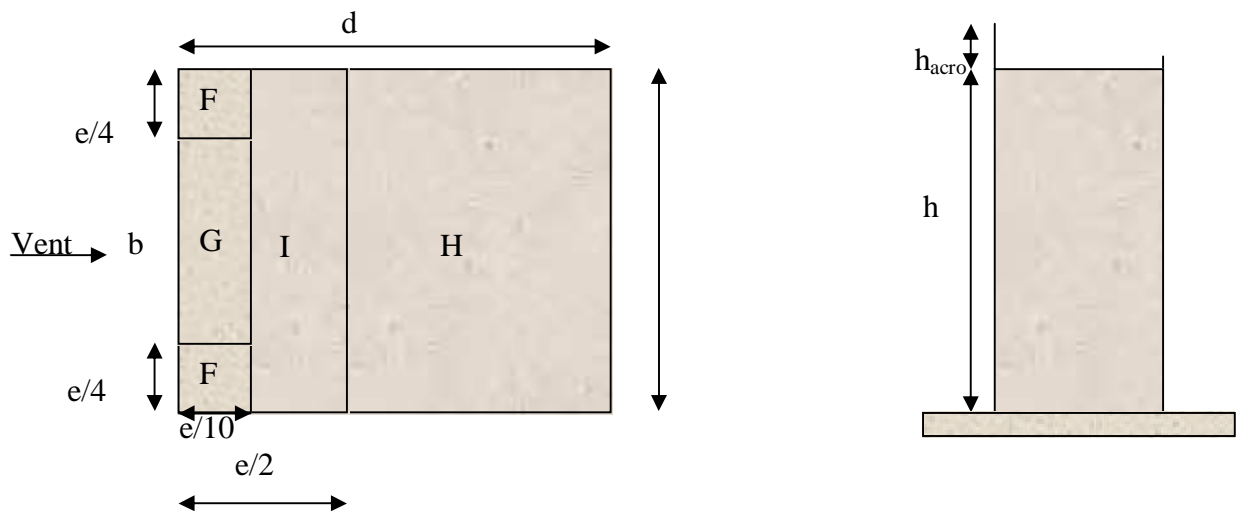


Figure (V.3) : Légende pour les toitures plates.

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

b : dimension du côté perpendiculaire au vent.

On détermine la pression extérieure des toitures plates par le tableau 5.2 du RNV99. Alors, on aura dans notre cas :

a) Parois verticales :

Sens xx:

$$\text{On a } b = 25.9 \text{ m ; } d = 21.80 \text{ m ; } h = 30.78 \text{ m.}$$

$$e = \text{Min}(25.9, 2 \times 30.78) ; \text{ donc } e = 25.9 \text{ m.}$$

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondants à ces zones sont montrées dans la figure suivante :

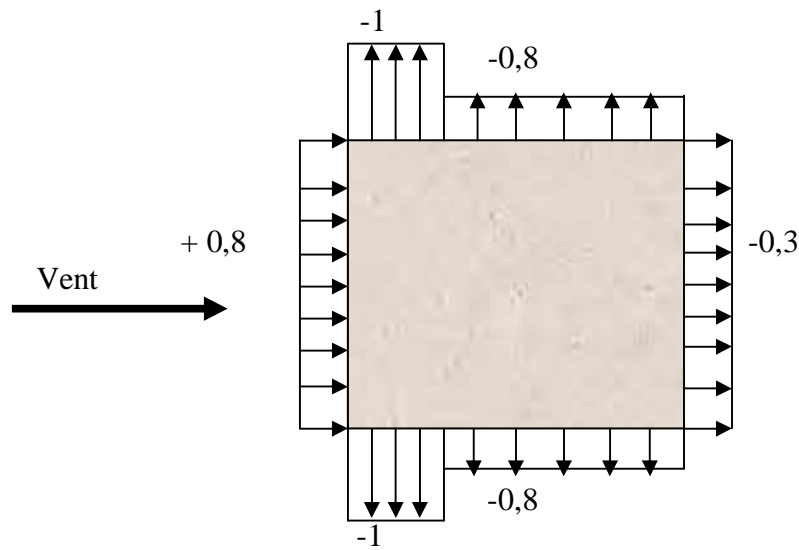


Figure (V.4): Valeur C_p sur les parois verticales sens x-x.

Sens yy:

On a $b=21.80\text{m}$; $d=25.90\text{m}$; $h=30.78\text{m}$
 $e=\text{Min}(21.80; 2 \times 30.78)$; donc $e=21.80\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondants à ces zones sont montrées dans la figure suivante :

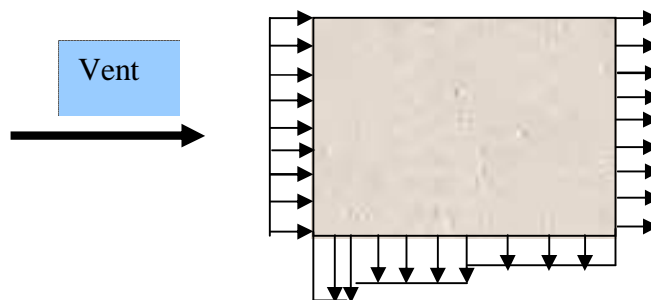


Figure (V.5): Valeur C_p sur les parois verticales sens y-y.

b) Toiture :

On à : $b = 25.9 \text{ m}$; $h = 30.78 \text{ m}$; $e = 25.9 \text{ m}$.

Les zones des pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones, sont portées sur la figure .ci-après :

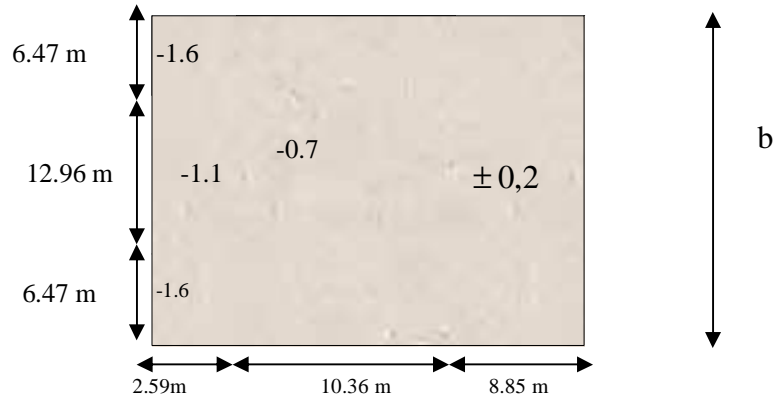


Figure (V.6) : Valeur C_p sur la toiture plate.

Avec :

$$C_{pe} = C_{pe 10}$$

$$S \geq 10 \text{ m}^2$$

	F		G		H		I	
	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$	$C_{pe 10}$	$C_{pe 1}$
$H_p/h = 0.025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	

Tableau (V.3) : Valeurs des C_{pe} sur la toiture plate.

Résumé de notre cas :

Le tableau 5.2 du RNV99 donne pour une toiture plate (4%) :

On a $H_p/h = 0,8 / 30,78 = 0.026$

V.2-4) Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

D’après le paragraphe (2.2.2 du chap05) On doit utiliser les deux valeurs de C_{pi} :

$$C_{pi1} = -0,5 \ ; \ C_{pi2} = +0,8.$$

V.2-5) Détermination du coefficient de pression de vent C_p

On le calcule à l’aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

- Pour $C_{pi} = 0,8$. Alors, on a le tableau suivant :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pi0}$	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
		0.2	-0.6

Tableau (V.4) : Valeurs des C_p .

Répartition des coefficients de pression :

Paroi verticale sens xx

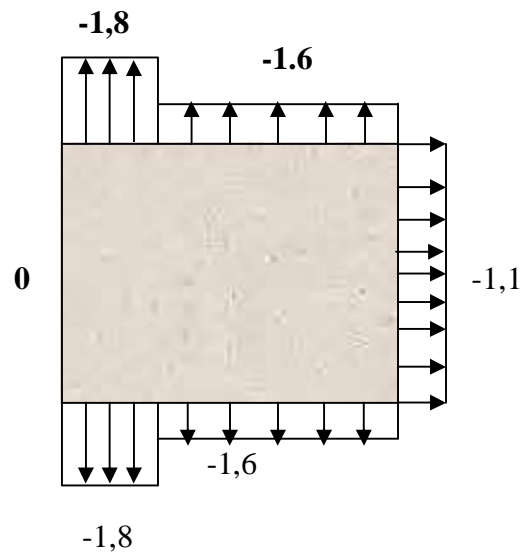


Figure (V.7) : Valeur C_p sur les Parois verticales sens x-x.

Paroi verticale Sens yy

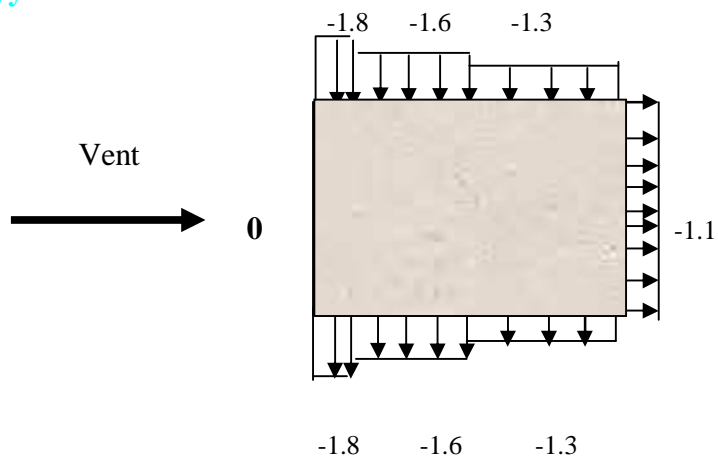


Figure (V.8) : Valeur C_p sur les parois verticales sens y-y.

Toiture plate :

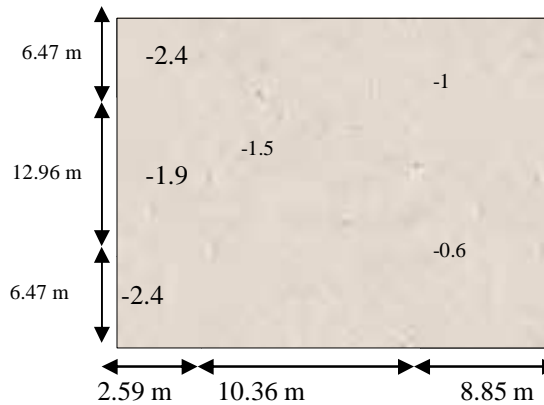


Figure (V.9) : Valeur C_p sur toiture plate.

- Pour $C_{pi} = -0.5$ Alors on a le tableau suivant :

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{pi0}$	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
		0.2	0.7

Tableau (V.5) : Valeur de C_p .

Paroi verticale sens x-x

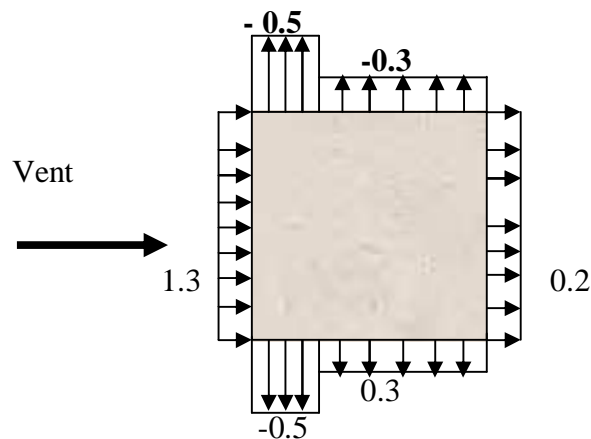


Figure (V.10) : Valeur C_p sur les Parois verticales sens x-x.

Paroi verticale Sens yy

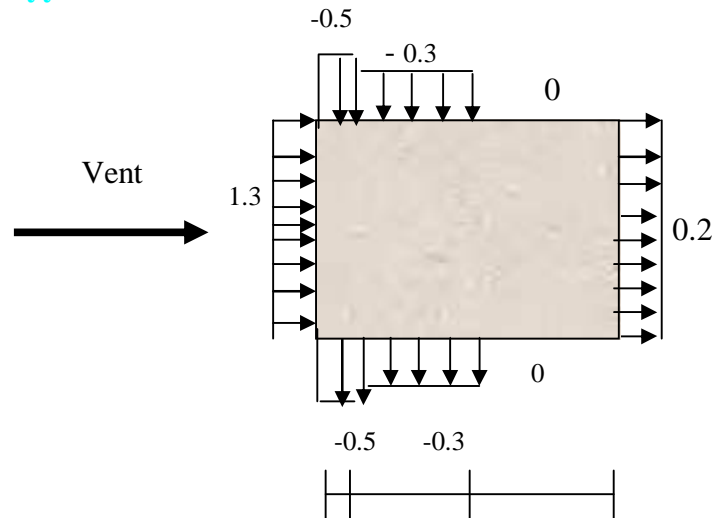


Figure (V.11) : Valeur C_p sur les parois verticales sens y-y.

Toiture plate :

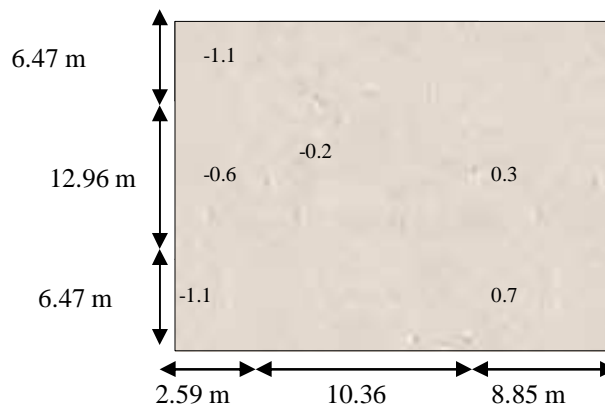


Figure (V.12) : Valeur C_p sur une toiture plate.

V.3) Répartition des coefficients de pression

V.3-1) Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent q_j , qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j).$$

C_d : coefficient dynamique de la construction.

W : la pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j . $W(Z_j)$ donnée à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}).$$

$$\text{D'où : } q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_p).$$

L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux suivants (V.6) et (V.7).

V.3-1) Calcul des forces de frottement

Les forces de frottement concernant les parois parallèles à la direction du Vent.

- Les construction pour les quelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$.
- La force résultante R, se décompose en deux forces :

1. une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces

Horizontales, agissant sur les parois verticales de la construction et la

Composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

2. Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{R} = \sum (q_j * S_j) + \sum F * f_{rj}$$

Sens longitudinal

Z _j (m)	C _p	s(x,x) m ²	s(y,y) m ²	Q _{DYN} (N/M ²)	q _j (x)	q _j (y)	R(x) N	R(y) N
3.93	-1.1	101,78	85,67	585,25	-602	-605	-61264,39	-51843,07
7.33		88,06	74,12	585,25	-602	-605	-53005,92	-44853,60
10.27		76,14	64,09	585,25	-602	-605	-45830,92	-38783,96
13.21		76,14	64,09	585,25	-602	-605	-45830,92	-38783,96
16.15		76,14	64,09	585,25	-602	-605	-45830,92	-38783,96
19.09		76,14	64,09	611,59	-629	-632	-47893,60	-40529,49
22.03		76,14	64,09	654,56	-673	-677	-51258,58	-43377,07
24.97		76,14	64,09	692,61	-712	-716	-54238,28	-45898,61
27.91		76,14	64,09	726,81	-748	-752	-56916,48	-48165,01
30.78	-2.4	74,33	62,56	757,51	-1.700	-1.709	-126350,03	-106911,44
30.78	-1.9	74,33	62,56	757,51	-1.346	-1.353	-100027,10	-84638,22
30.78	-1.5	74,33	62,56	757,51	-1.062	-1.068	-78968,76	-66819,65
30,78	-0.6	74,33	62,56	757,51	-425	-427	-31587,50	-26727,86

Tableau (V.6) : Valeurs des forces de frottement $C_{pi} = 0.8$.

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -799003,46N = -799,00 KN$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -676115,97N = -676,11 KN$$

Sens transversal

Z _j (m)	C _p	s(x,x) m ²	s(y,y) m ²	Q _{DYN} (N/M ²)	q _i (x)	q _i (y)	R(x) N	R(y) N
3.93	0,2	101,78	85,67	585,25	109	110	11138,98132	9426,01309
7.33		88,06	74,12	585,25	109	110	9637,440505	8155,20124
10.27		76,14	64,09	585,25	109	110	8332,894845	7051,63043
13.21		76,14	64,09	585,25	109	110	8332,894845	7051,63043
16.15		76,14	64,09	585,25	109	110	8332,894845	7051,63043
19.09		76,14	64,09	611,59	114	115	8707,928506	7368,998983
22.03		76,14	64,09	654,56	122	123	9319,743101	7886,741075
24.97		76,14	64,09	692,61	130	130	9861,50585	8345,202481
27.91		76,14	64,09	726,81	136	137	10348,45161	8757,275545
30.78	-1,1	74,33	62,56	757,51	-779	-783	-57910,43127	-49001,07967
30.78	-0,6	74,33	62,56	757,51	-425	-427	-31587,50797	-26727,86164
30.78	-0,2	74,33	62,56	757,51	-142	-142	-10529,16932	-8909,287213
30,78	-0,3	74,33	62,56	757,51	-212	-214	-15793,75398	-13363,93082

Tableau (V.7) : Valeurs des forces de frottement C_{pi} = -0.5.

Donc :

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -31808,12 \text{ N} = -31,81 \text{ KN}$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -26907,83 \text{ N} = -26,91 \text{ KN}$$

V.4) Vérification de la stabilité

La force résultante R dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas de risque de soulèvement ou de renversement.

V.5) Conclusion

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme.

VI) Caractéristiques géométriques des refends

VI.1) Introduction

La stabilité de notre ouvrage vis-à-vis des charges et surcharges est assurée par des refends linéaire disposées suivant les deux sens.

Dans notre structure nous avons à deux types de refends:

- refends pleins.
- refends avec ouvertures.

L'existence des ouvertures dans ces voiles nécessite l'introduction de la notion d'inertie équivalente qui permet avec un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures à des refends linéaires plein fictifs.

VI.2) Prise en compte des murs en retour

D'après le RPA99/version 2003, pour le calcul de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque coté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure suivante :

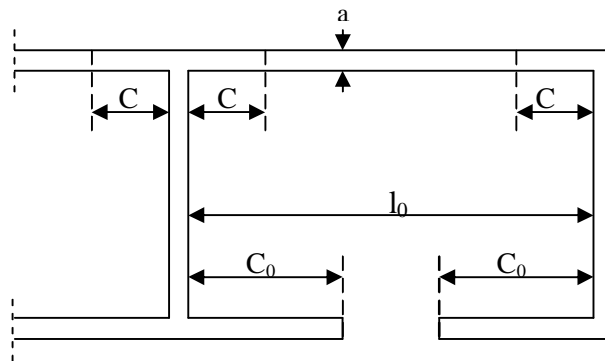


Figure (VI.1) : schéma de principe des murs de retour.

VI.3) Calcul des inerties

a / Voiles pleins

▪ **Voiles longitudinaux**

$$I_{y0} = I_{y1} + I_{y2}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{y1} = \frac{e_1 l_1^3}{12} \\ I_{y2} = \frac{l_2 e_2^3}{12} \end{cases}$$

$$I_y = I_{y0} + \sum \Omega_i c c_G^2$$

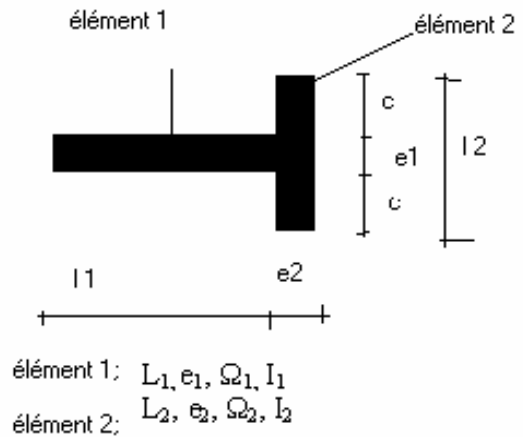


Figure (VI.2)

$c c_G$: la distance entre le centre de gravite.

de chaque refend et le centre de gravite de l'ensemble.

$$X_G = \frac{\sum \Omega_i x_{Gi}}{\sum \Omega_i}$$

Ω_i : La surface du refend (i).

$$I_{x0} = I_{x1} + I_{x2} \quad \text{avec : } \begin{cases} I_{x1} = \frac{l_1 e_1^3}{12} \\ I_{x2} = \frac{e_2 l_2^3}{12} \end{cases}$$

$$I_x = I_{x0} + \sum \Omega_i c c_G^2$$

$$y_G = \frac{\sum \Omega_i y_{Gi}}{\sum \Omega_i}$$

$I_{xx} \lll I_{yy}$: on prend donc en considération que l'inertie I_y .

▪ **Voiles transversaux**

$$I_{x0} = I_{x1} + I_{x2}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{x1} = \frac{e_1 l_1^3}{12} \\ I_{x2} = \frac{l_2 e_2^3}{12} \end{cases}$$

$$I_x = I_{x0} + \sum \Omega_i c c_G^2$$

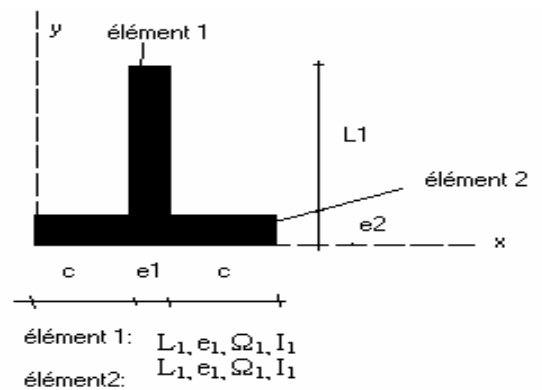


Figure (VI.3)

$c c_G$: la distance entre le centre de gravite de chaque refend et le centre de gravite de l'ensemble .

$$y_G = \frac{\sum \Omega_i y_{Gi}}{\sum \Omega_i}$$

Ω_i : la surface de refend (i).

$$I_{y0} = I_{y1} + I_{y2} \quad \text{avec : } \begin{cases} I_{y1} = \frac{l_1 e_1^3}{12} \\ I_{y2} = \frac{e_2 l_2^3}{12} \end{cases}$$

$$I_y = I_{y0} + \sum \Omega_i c c_G^2$$

$$x_G = \frac{\sum \Omega_i x_G}{\sum \Omega_i}$$

$I_{xx} \gg \gg I_{yy}$: on prend donc en considération que l'inertie I_x .

b/ Voiles avec ouvertures

Ce sont des refends avec une ou plusieurs files d'ouvertures constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appelés linteaux.

Pour le calcul des inerties d'une ou plusieurs files d'ouvertures, on fait substituer un refend réel par un refend fictif dont l'inertie sera l'inertie équivalente.

- Définition de l'inertie équivalente :

On appelle inertie équivalente (I_e) d'un refend avec files d'ouvertures l'inertie d'un refend fictif, de même hauteur qui soumis aux mêmes efforts horizontaux présentant à son sommet une flèche égale à celle d'un refend réel.

- Hypothèses de calcul :

-le produit (EI) doit être constant sur toute la hauteur du refend, si ce dernier varie, il doit suivre la loi de variation pour tous les refends.

-les refends sont encastés à leur base qui reste dans le même plan après l'application des efforts horizontaux.

b-1) Inertie équivalente des refends avec un seul file d'ouvertures

On note :

H : hauteur de bâtiment.

h_e : hauteur de l'étage.

E' : module d'élasticité de linteau.

E : module d'élasticité de refend.

I_1 : inertie de trumeau 1.

I_2 : inertie de trumeau 2.

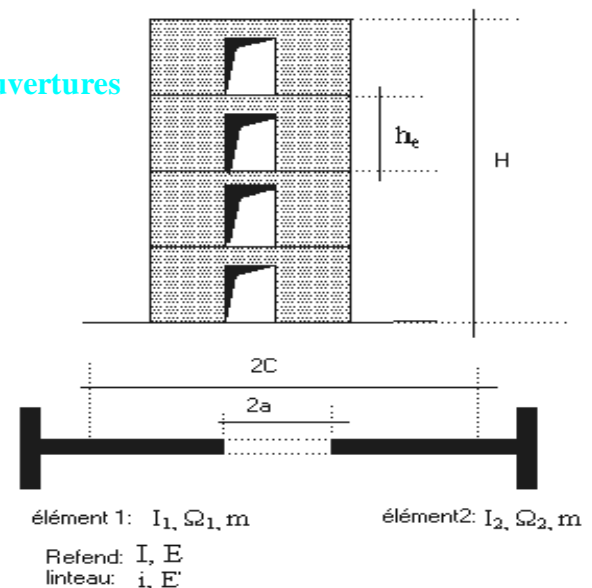


Figure (VI.4): Refend à une seule files d'ouvertures.

2a : largeur d'ouverture.

2c : la distance entre les centres de gravité des

Deux trumeaux 1 et 2.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$$i : \text{inertie de linteau} = \frac{eh^3}{12}$$

I : inertie totale de refend par rapport au centre de gravité total.

$$I = I_1 + I_2 + 2 c.m$$

α : Le degré de monolithisme (degré de concordance) : exprime le taux de participation du Linteau à la déformation de l'ensemble.

$$\alpha = \omega H$$

$$\omega^2 = 3 \frac{E'}{E} \times \frac{i}{a^3} \times \frac{c}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{mh_e}$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \text{th } \alpha - \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha}$$

$$\psi_0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 ch \alpha} - \frac{1}{\alpha} \text{th } \alpha$$

L'inertie équivalente d'un refend avec une file d'ouverture est :

$$\text{D'où : } I_{es} = \frac{I}{\frac{60}{11} \times \frac{2mc}{I_1 + I_2} \times \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Remarque :

$\alpha < 1$: refend avec grand ouverture, l'effet de linteaux est négligeable, les deux

Trumeaux se comportent comme deux consoles séparées.

$1 < \alpha < 10$: refend avec ouverture moyenne, l'effet des linteaux est pris en considération.

$\alpha > 10$: refend avec petite ouverture, le voile se comporte comme un voile plein.

b-2) Inertie équivalente d'un refend avec plusieurs files d'ouvertures

On note :

I_0 : la somme des inerties des trumeaux.

$$I_0 = \sum I_i = I_1 + I_2 \dots I_n$$

I : inertie totale de l'ensemble de trumeau.

$$I = I_0 + \sum \Omega_i (ccg)^2$$

ccg : la distance entre le centre de gravité de chaque refend et le centre de gravité de l'ensemble.

α : degré de monolithisme.

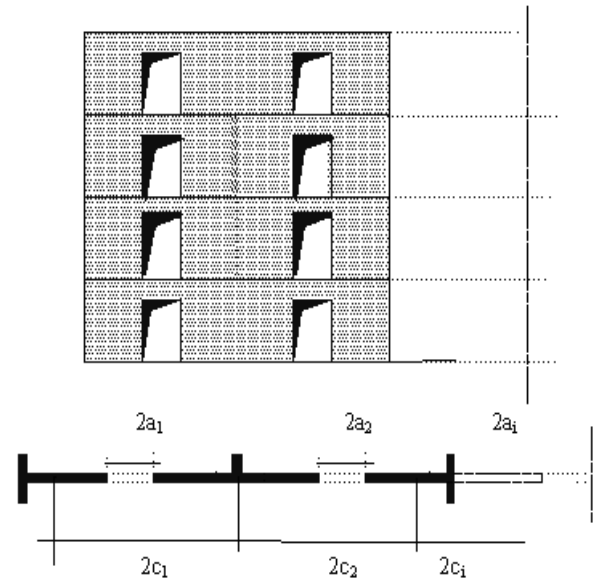


Figure (VI.5) : Refend à plusieurs files d'ouvertures.

$$\alpha = \omega \cdot H$$

$$\omega^2 = 6 \frac{E'}{E} \cdot \frac{1}{h_e I_0} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots + \frac{i_n c_n^2}{a_n^3} \right)$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \operatorname{th} \alpha - \frac{2}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha}$$

$$\psi_0 = \frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{1}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha} - \frac{1}{\alpha} \operatorname{th} \alpha$$

L'inertie équivalente d'un refend avec plusieurs files d'ouvertures :

$$I_{es} = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Remarque :

On définit le rapport entre l'aire totale des ouvertures et l'aire totale des refends : $r = \frac{S_0}{S_t}$

$r \geq 60\%$: refend à grandes ouvertures, il sera étudié comme une structure poteau – poutre.

$25 < r < 60\%$: refend à ouvertures moyennes.

$10 < r < 25\%$: refend à ouvertures petites.

$r \leq 10\%$: refend monolithique.

III.4) Méthode de calcul des inerties équivalentes

Vu le calcul répétitif, nous présenterons trois exemples de calculs, et les inerties des autres voiles seront données sous forme de tableau :

III.4-1) Refend plein

Voile $V_2, V_4, V_5, V_6, V_7, V_8$ Exemple pour RDC

$$\Omega_1 = 4,10 \cdot 0,20 = 0,82 \text{ m}^2$$

$$I_0 = \frac{el_1^3}{12} = \frac{0,2(4,10)^3}{12} = 1,148 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 = 1,148 \text{ m}^4$$

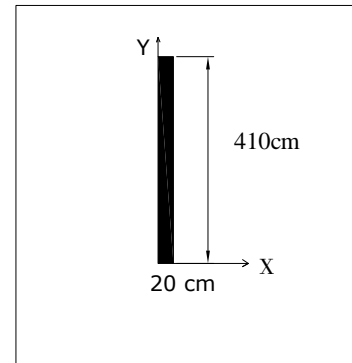


Figure (VI.6) : Refend plein.

VI.4-2) Refend à une seule file d'ouverture

Voile V_B, V_C, V_G, V_H

$$C \leq \min(8 \times a; C_0)$$

$$C \leq \min(1,6; 4,8)$$

$$C = 1,6 \text{ m}$$

- *Elément 1*

- $\Omega_1 = 1,8 \times 0,2 + 0,25 \times 0,20 = 0,41 \text{ m}^2$

$$I_{01} = \frac{0,2 \times 0,25^3}{12} + \frac{1,8 \times 0,20^3}{12} = 0,00146 \text{ m}^4$$

$$x_{G1} = \frac{4,95 \times (1,8 \times 0,20) + 4,725 \times (0,25 \times 0,2)}{0,41} = 4,922 \text{ m}$$

$$I_1 = I_{01} + (1,8 \times 0,2) \times (0,028)^2 + (0,25 \times 0,2) \times (0,197)^2$$

$$I_1 = 0,0037 \text{ m}^4$$

- $\Omega_2 = 3,76 \times 0,2 = 0,752 \text{ m}^2$

$$x_{G\text{tot}} = \frac{4,922 \times 0,41 + 0,752 \times 1,88}{0,41 + 0,752} = 2,953 \text{ m}$$

$$I_2 = \frac{0,2 \times 3,76^3}{12} = 0,885 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 0,0037 + 0,885 = 0,8887 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + \sum \Omega_i \times c c_g^2$$

$$I = I_0 + 0,41 \times 1,969^2 + 0,752 \times 1,073^2 = 3,344 \text{ m}^4$$

$$2c = 3,401 \text{ m} \Rightarrow c = 1,7 \text{ m}$$

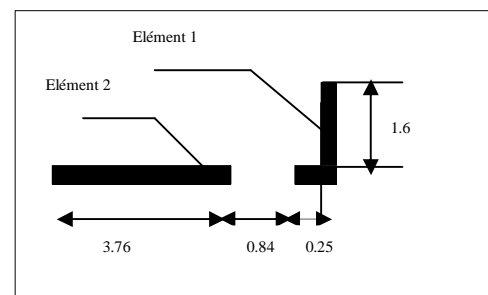


Figure (VI.7) : coupe d'un voile avec une seule file d'ouverture.

$$m = \frac{3.401}{\frac{1}{0.41} + \frac{1}{0.752}} = 0.902$$

$$i = 0.0098$$

$$\omega^2 = 3 \times \frac{0.0098}{0.84^3} \times \frac{1.7}{0.8887} \times \frac{3.344}{0.902 \times 3.93} = 0.0895$$

$$\omega = 0.299$$

$$\alpha = \omega \cdot H = 9.20$$

$1 < \alpha < 10$: refend avec ouvertures moyennes, l'effet des linteaux est pris en considération

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \operatorname{th} \alpha - \frac{2}{\alpha^2 \operatorname{ch} \alpha} = 0.536$$

$$I_{es} = \frac{3.344}{\frac{60}{11} \times \frac{2 \times 0.902 \times 1.7}{0.8887} \times \frac{0.536}{9.2^2} + 1} = 2.987 \text{ m}^4$$

VI.4-3) Refend à plusieurs files d'ouvertures

Voiles V_D :

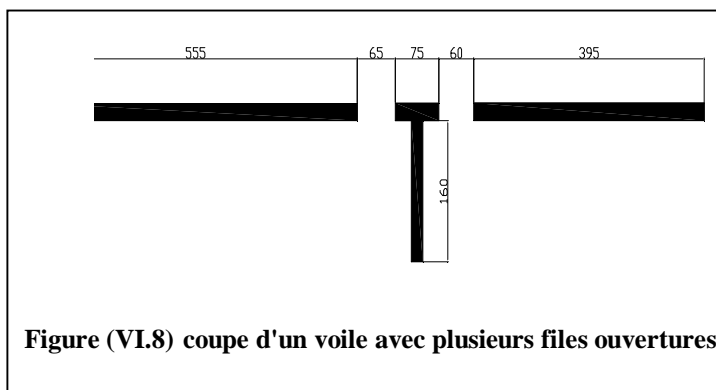
$$\Omega_1 = 5.55 \times 0.20 = 1.11 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0.75 \times 0.20 + 1.6 \times 0.20 = 0.47 \text{ m}^2$$

$$\Omega_3 = 3.95 \times 0.2 = 0.79 \text{ m}^2$$

$$i_1 = 0.0045 \text{ m}^4$$

$$i_2 = 0.0036 \text{ m}^4$$



$$\begin{aligned} \blacksquare I_1 &= \frac{0.2 \times 5.55^3}{12} = 2.849 \text{ m}^4 \\ x_{G1} &= 2.775 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\blacksquare I_{02} = \frac{0.2 \times 0.75^3}{12} + \frac{0.2 \times 1.6^3}{12} = 0.075 \text{ m}^4$$

$$I_2 = I_{02} + \sum \Omega_i (ccg)^2 = 0.075 + (0.2 \times 0.75) \times (0)^2 + (0.2 \times 1.6) \times (0)^2 = 0.075 \text{ m}^4$$

$$x_{G2} = \frac{(0.2 \times 0.75) \times 6.575 + (0.16 \times 0.20) \times 6.575}{0.2 \times 0.75 + 0.2 \times 0.16} = 6.575 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare I_3 &= \frac{0.2 \times 3.95^3}{12} = 1.027 \text{ m}^4 \\ x_{G3} &= 9.525 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2c_1 &= 2.775 \text{ m} \Rightarrow c_1 = 1.387 \text{ m} \\ 2c_2 &= 2.762 \text{ m} \Rightarrow c_2 = 1.381 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2a_1 &= 0.65 \text{ m} \Rightarrow a_1 = 0.325 \text{ m} \\ 2a_2 &= 0.60 \text{ m} \Rightarrow a_2 = 0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$* I_0 = I_1 + I_2 + I_3 = 3.951 \text{ m}^4$$

$$x_{Gtot} = \frac{1.11 \times 2.775 + 0.47 \times 6.575 + 0.79 \times 9.525}{1.11 + 0.47 + 0.79} = 5.778 \text{ m}$$

$$I_{TOT} = I_0 + 3.003^2 \times 1.11 + 0.797^2 \times 0.47 + 3.747^2 \times 0.79 = 25.351 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 6 \frac{E'}{E} \cdot \frac{1}{h_e I_0} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)$$

$$\omega^2 = 6 \cdot \frac{1}{3.93 \times 3.951} \left(\frac{0.0045 \times 1.387^2}{0.325^3} + \frac{0.0036 \times 1.381^2}{0.30^3} \right) = 0.195$$

$$\omega = 0.442$$

$$\alpha = \omega \times H = 13.60$$

$$\psi_0 = 0.593$$

$$I_{es} = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_{es} = \frac{25.351}{\frac{60}{11} \times \frac{25.351}{3.951} \times \frac{0.593}{13.60^2} + 1} = 25.973 \text{ m}^4$$

VI.5) Tableaux récapitulatifs des inerties des voiles

VI.5-1) RDC

Sens transversal

Voiles	e (m)	I_0 (m ⁴)	I (m ⁴)	ω	Ψ_0	α	I_{es}, I (m ⁴)
V _B	0,2	4.639	5.116	1.15	0.472	35.60	5.115
V _{B'}	0,2	3.436	3.436	/	/	/	3.436
V _C	0,2	0.887	4.181	0.76	0.231	23.39	4.136
V _{C'}	0,2	3.576	3.576	/	/	/	3.576
V _D	0,2	4.54	27.34	0.272	0.550	8.372	21.73
V _{D'}	0,2	1.718	15.319	0.64	0.45	19.945	14.516
V _F	0,2	4.54	27.34	0.272	0.550	8.372	21.73
V _{F'}	0,2	3.951	25.35	0.442	0.593	13.60	25.97
V _E	0,2	2.697	2.697	/	/	/	2.697
V _G	0,2	1.13	1.13	/	/	/	1.13
V _{G'}	0,2	1.9	1.9	/	/	/	1.9
V _H ,V _{H'}	0,2	1.9	1.9	/	/	/	1.9

Tableau (VI -1) : Inertie des voiles niveau RDC(sens y-y).

Sens longitudinal

Voiles	e(m)	I_0 (m ⁴)	I(m ⁴)	ω	Ψ_0	α	I_{es}, I (m ⁴)
V ₂ , V ₈ , V _{2'} , V _{8'}	0.20	1.8078	1.8078	/	/	/	1.807×4
V ₃	0.20	0.122	1.91	0.529	0.369	16.28	1.70
V ₄ ,V ₇ ,V _{4'} ,V _{7'}	0.20	1.148	1.148	/	/	/	1.148×4
V ₅	0.20	2.56	2.56	/	/	/	2.56
V _{5'}	0,20	0.165	0.165	/	/	/	0.165
V ₆	0.20	1.843	1.843	/	/	/	1.843×4

Tableau (VI -2) : Inertie des voiles niveau RDC (sens x-x).

VI.5-2) Etage courant

Sens transversal

Voiles	e (m)	I_0 (m ⁴)	I (m ⁴)	ω	Ψ_0	α	I_{es}, I (m ⁴)
V _B , V _H , V _{B'} , V _{H'}	0,2	4.639	5.116	1.34	0.668	41.24	5.120×4
V _C , V _G , V _{C'} , V _{G'}	0,2	0.887	4.181	0.950	0.418	29.24	4.141×4
V _D , V _F	0,2	4.54	27.34	0.473	0.743	14.55	21.75×2
V _{D'} , V _{F'}	0,2	1.46	23.62	0.78	0.45	24.21	22.10×2
V _E	0,2	2.697	2.697	/	/	/	2.697

Tableau (VI -3) : Inertie des voiles niveau étage courant (sens y-y).

Sens longitudinal

Voiles	e(m)	I ₀ (m ⁴)	I(m ⁴)	ω	Ψ_0	α	I _{es} , I (m ⁴)
V ₂ , V ₈ , V _{2'} , V _{8'}	0,20	1.8078	1.8078	/	/	/	1.8078×4
V ₃	0,20	0.122	1.91	0.707	0.620	21.76	1.71
V ₄ , V ₇ , V _{4'} , V _{7'}	0,20	1.148	1.148	/	/	/	1.148×4
V ₅	0,20	2.56	2.56	/	/	/	2.56
V _{5'}	0,20	0.165	0.165	/	/	/	0.165
V ₆ , V _{6'}	0,20	1.843	1.843	/	/	/	1.843×2

Tableau (VI -4) : Inertie des voiles niveau étage courant (sens x-x).

VI.6) Tableaux récapitulatifs des inerties des voiles à chaque niveau

I_G : inertie totale de niveau par rapport au centre de gravité de l'ensemble suivant l'axe x ou y.

I_{es}, I : inertie du voile.

$$I_G = \sum (I + \sum \Omega_i (ccg)^2)$$

ccg : la distance entre le centre de gravité de chaque refend et le centre de gravité de l'ensemble.

VI.6-1) RDC*Sens longitudinal*

	X _G	I _x	Ω	X _{Gtot} -X _G	(ccg) ²	$\Omega \times ccg^2$	I _{Xtot}
VB	2,12	5,11	0,815	11,27	127,15	103,62	108,73
VB'	23,37	3,44	1,01	-9,97	99,47	100,47	103,91
VC	1,88	4,14	0,84	11,51	132,62	111,40	115,54
VC'	23,37	3,58	1,01	-9,97	99,47	100,47	104,05
VD	6,04	21,73	2,125	7,35	54,11	114,98	136,71
VD'	21,07	14,52	1,63	-7,67	58,88	95,98	110,50
VE	17,13	2,69	1,09	-3,73	13,94	15,19	17,88
VF	6,04	21,73	2,125	7,35	54,11	114,98	136,71
VF'	20,178	25,97	2,05	-6,78	45,99	94,28	120,25
VG	1,88	1,13	0,84	11,51	132,62	111,40	112,53
VG'	23,37	1,9	1,01	-9,97	99,47	100,47	102,37
VH	2,525	1,9	1,01	10,87	118,18	119,36	121,26
VH'	23,375	1,9	1,01	-9,97	99,57	100,57	102,47
Total							1392,97

Tableau (VI -5)

Sens transversal

	Y_G	I_y	Ω	$Y_{G_{tot}} - Y_g$	$(ccg)^2$	$\Omega \times ccg^2$	$I_{y_{tot}}$
V_2	1,55	1,81	1,03	11,84	140,33	144,54	146,35
V_2'	20,25	1,81	1,03	-6,85	46,97	48,38	50,19
V_3	8,2	1,7	0,65	5,19	26,99	17,54	19,24
V_4	2,05	1,15	0,82	11,34	128,73	105,56	106,71
V_4'	20,38	1,15	0,82	-6,98	48,77	39,99	41,14
V_5	8,97	2,56	0,91	4,42	19,59	17,82	20,38
V_5'	14,23	0,156	0,43	-0,83	0,69	0,29	0,45
V_6	2,4	1,84	0,96	10,99	120,91	116,07	117,91
V_6'	20,4	1,84	0,96	-7,00	49,05	47,09	48,93
V_7	2,05	1,15	0,82	11,34	128,73	105,56	106,71
V_7'	20,38	1,15	0,82	-6,98	48,77	39,99	41,14
V_8	1,9	1,81	1,03	11,49	132,16	136,12	137,93
V_8'	19,81	1,81	1,03	-6,41	41,13	42,37	44,18
Total							881.32

Tableau (VI -6)

VI.6-2) Etage courant*Sens longitudinal*

	X_G	I_x	Ω	$X_{tot} - X_g$	$(ccg)^2$	$\Omega \times ccg^2$	$I_{x_{tot}}$
V_B	2,12	5,12	0,815	11,05	122,27	99,65	104,77
V_B'	23,68	5,12	0,815	-10,50	110,29	89,88	95,00
V_C	1,88	4,14	0,84	11,29	127,64	107,22	111,36
V_C'	24,02	4,14	0,84	-10,84	117,54	98,74	102,88
V_D	6,04	21,75	2,125	7,13	50,95	108,27	130,02
V_D'	20,32	21,75	1,94	-7,14	51,00	98,95	120,70
V_E	17,13	22,1	1,09	-3,95	15,61	17,02	39,12
V_F	6,04	22,1	2,125	7,13	50,95	108,27	130,37
V_F'	20,32	2,7	1,94	-7,14	51,00	98,95	101,65
V_G	1,88	4,14	0,84	11,29	127,64	107,22	111,36
V_G'	24,02	4,14	0,84	-10,84	117,54	98,74	102,88
V_H	2,12	5,12	0,815	11,05	122,27	99,65	104,77
V_H'	23,68	5,12	0,815	-10,50	110,29	89,88	95,00
Total							1349.93

Tableau (VI -7)

Sens transversal

	Y_G	I_y	Ω	$Y_{G_{tot}} - Y_G$	$(ccg)^2$	$\Omega \times ccg^2$	$I_{y_{tot}}$
V_2	1,55	1,81	1,03	11,628	135,21	139,26	141,07
V_2'	20,25	1,81	1,03	-7,072	50,01	51,51	53,32
V_3	8,2	1,71	0,65	4,978	24,78	16,10	17,81
V_4	2,05	1,15	0,82	11,128	123,83	101,54	102,69
V_4'	20,38	1,15	0,82	-7,202	51,86	42,53	43,68
V_5	8,97	2,56	0,91	4,208	17,70	16,11	18,67
V_5'	14,23	0,165	0,43	-1,052	1,10	0,47	0,64
V_6	2,4	1,84	0,96	10,778	116,16	111,51	113,35
V_6'	20	1,84	0,96	-6,822	46,53	44,67	46,51
V_7	2,05	1,15	0,82	11,128	123,83	101,54	102,69
V_7'	20,38	1,15	0,82	-7,202	51,86	42,53	43,68
V_8	1,9	1,81	1,03	11,278	127,19	131,00	132,81
V_8'	19,81	1,81	1,03	-6,632	43,98	45,30	47,11
Totale							864.09

Tableau (VI -8)

VI.7) Centre de torsion

Le centre de torsion est le centre de gravité des inerties de l'ensemble des voiles constituant le contreventement de la structure. C'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, il est caractérisé par les propriétés suivantes :

-une force dont la ligne d'action passe par ce point engendre uniquement une translation, cette translation est parallèle à la direction de la force agissante.

-un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends de même sens que le moment.

Les coordonnées de centre de torsion par rapport à un repère global (ox,oy) sont:

$$x_c = \frac{\sum I_{x_i} x_i}{\sum I_{x_i}} \quad , \quad y_c = \frac{\sum I_{y_i} y_i}{\sum I_{y_i}}$$

Avec;

I_x : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal.

I_y : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal.

x_i : distance algébrique d'un refend transversal à l'axe oy.

y_i : distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe ox.

niveau	Centre de torsion	
	X_{CT} (m)	Y_{CT} (m)
9	13,307	10,899
8	13,297	10,9
7	13,278	10,901
6	13,254	10,903
5	13,219	10,905
4	13,169	10,908
3	13,096	10,913
2	12,992	10,923
1	12,85	10,93
RDC	12,644	10,839

Tableau (VI -9) : Centre de torsion.

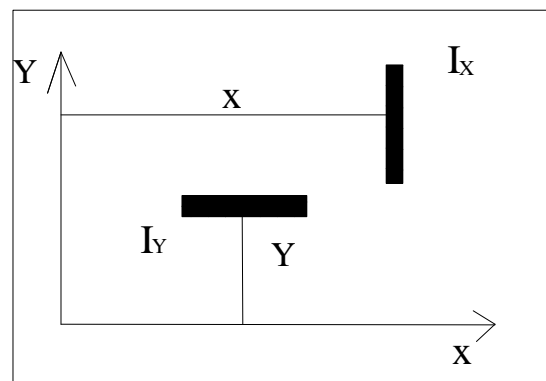


Figure (VI.9) : Schéma de principe.

VI.8) Centre des masses

Le centre des masses est le centre de concentration de la masse de la structure, il est calculé comme étant le barycentre des masses de la structure.

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

M_i : La masse de l'élément considéré.

x_i, y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel ETABS a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau VI -10ci-après :

niveau	Centre de masse	
	$X_G(m)$	$Y_G (m)$
9	13,07	10,892
8	13,014	10,875
7	13,013	10,874
6	13,013	10,874
5	13,013	10,874
4	13,013	10,874
3	13,013	10,874
2	13,013	10,874
1	13,02	10,884
RDC	13,041	11,12

Tableau (VI -10) : Centre de masse.

VI.9) Calcul de l'excentricité :

a) *Excentricité théorique* : est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xth} = X_G - X_C$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C$$

b) *Excentricité accidentelle* : dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui effectuant la valeur exigée par le RPA99/version2003 : $\pm 0.05L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action). Cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Les résultats de l'excentricité théorique et accidentelle sont illustrés dans le tableau VI -11 ci-après :

niveau	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)	e _{ax} (m)	e _{ay} (m)
9	13,07	10,892	13,307	10,899	-0,237	-0,007	1,285	1,09
8	13,014	10,875	13,297	10,9	-0,283	-0,025	1,285	1,09
7	13,013	10,874	13,278	10,901	-0,265	-0,027	1,285	1,09
6	13,013	10,874	13,254	10,903	-0,241	-0,029	1,285	1,09
5	13,013	10,874	13,219	10,905	-0,206	-0,031	1,285	1,09
4	13,013	10,874	13,169	10,908	-0,156	-0,034	1,285	1,09
3	13,013	10,874	13,096	10,913	-0,083	-0,039	1,285	1,09
2	13,013	10,874	12,992	10,923	0,021	-0,049	1,285	1,09
1	13,02	10,884	12,85	10,93	0,17	-0,046	1,285	1,09
RDC	13,041	11,12	12,644	10,839	0,397	0,281	1,285	1,09

Tableau (VI -11) : Excentricité théorique et accidentelle.

L'excentricité retenue:

1. $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.
2. $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.
3. $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.
4. $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.

Et on garde le cas le plus défavorable.

Le tableau suivant résume les résultats précédant :

Niveau	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$	e_x à retenir	e_y à retenir
9	1,048	-1,522	1,083	-1,097	-1,522	-1,097
8	1,002	-1,568	1,065	-1,115	-1,568	-1,115
7	1,02	-1,55	1,063	-1,117	-1,55	-1,117
6	1,044	-1,526	1,061	-1,119	-1,526	-1,119
5	1,079	-1,491	1,059	-1,121	-1,491	-1,121
4	1,129	-1,441	1,056	-1,124	-1,441	-1,124
3	1,202	-1,368	1,051	-1,129	-1,368	-1,129
2	1,306	-1,264	1,041	-1,139	1,306	-1,139
1	1,455	-1,115	1,044	-1,136	1,455	-1,136
RDC	1,682	-0,888	1,371	-0,809	1,682	1,371

Tableau (VI-12): L'excentricité retenue.

VI.10) Inertie de torsion ou inertie polaire

$$J_{\theta} = \sum I_{xi} dy_i^2 + \sum I_{yi} dx_i^2$$

Avec :

I_x: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal.

I_y: inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal.

dx_i: distance algébrique d'un refend transversal à l'axe Xc

dy_i: distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe Yc

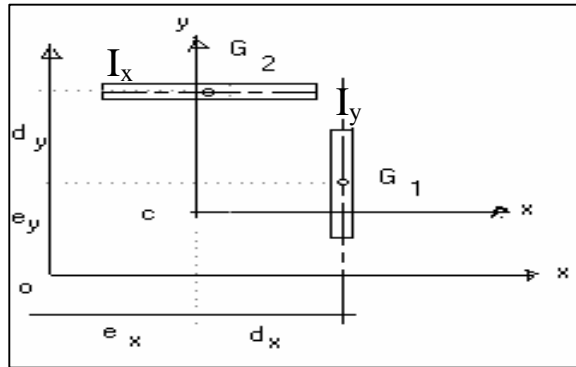


Figure (VI.10)

Sens longitudinal

VOILES	X_G	X_C	D_x	D_x^2	I_y	$I_y D_x^2 (m^6)$
V ₂	4,95	12,76	7,81	60,99	1,81	110,40
V _{2'}	4,95	12,76	7,81	60,99	1,81	110,40
V ₃	7,9	12,76	4,86	23,61	1,7	40,15
V ₄	9,3	12,76	3,46	11,97	1,15	13,76
V _{4'}	9,3	12,76	3,46	11,97	1,15	13,76
V ₅	11,7	12,76	1,06	1,12	2,56	2,87
V _{5'}	11,7	12,76	1,06	1,12	0,156	0,17
V ₆	12,95	12,76	-0,19	0,03	1,84	0,06
V _{6'}	12,95	12,76	-0,19	0,03	1,84	0,06
V ₇	16,6	12,76	-3,84	14,74	1,15	16,95
V _{7'}	16,6	12,76	-3,84	14,74	1,15	16,95
V ₈	20,95	12,76	-8,19	67,07	1,81	121,40
V _{8'}	20,95	12,76	-8,19	67,07	1,81	121,40
						568,40

Tableau (VI -13).

Sens transversal

VOILES	Y_G	Y_c	D_y	D_y^2	I_x	$I_x D_y^2 (m^6)$
V _B	21,8	12,99	-8,81	77,61	5,11	396,61
V _{B'}	21,8	12,99	-8,81	77,61	3,44	266,99
V _C	18,7	12,99	-5,71	32,60	4,14	134,98
V _{C'}	18,7	12,99	-5,71	32,60	3,58	116,72
V _D	15,1	12,99	-2,11	4,45	21,73	96,74
V _{D'}	15,1	12,99	-2,11	4,45	14,52	64,64
V _E	10,9	12,99	2,09	4,36	2,69	11,75
V _F	6,7	12,99	6,29	39,56	21,73	859,72
V _{F'}	6,7	12,99	6,29	39,56	25,97	1027,47
V _G	3,1	12,99	9,89	97,81	1,13	110,52
V _{G'}	3,1	12,99	9,89	97,81	1,9	185,84
V _H	0,1	12,99	12,89	166,15	1,9	315,68
V _{H'}	0,1	12,99	12,89	166,15	1,9	315,68
						3903,41

Tableau (VI -14).

$$J_{\theta} = 4471,82m^6$$

VII.1) Ferrailage des trumeaux

VII.1-1) Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VII.1-2) Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il reprendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 décrites ci-dessous :

a)- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

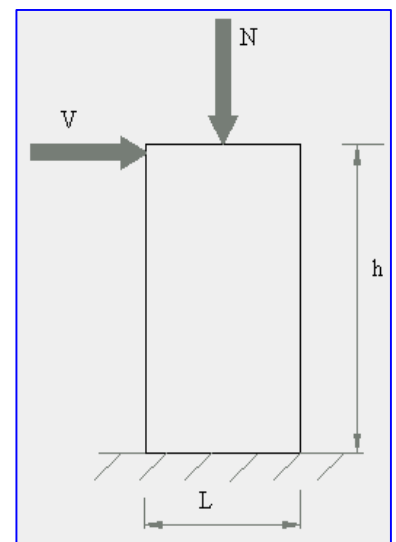


Figure (VII.1.1)

b)-Les barres verticales des zones extrêmes devrait être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

c)-Les barres verticales de ces derniers doivent être munis des crochets (jonction de recouvrement).

d)-A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétrique en raison du chargement en terme de moment).

e)-Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donnée comme suit :

-Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.

-En zone courante, égale à 0.10%.

f)-Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

VII.1-3) Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ.

VII.1-4) Règles communes

a)-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5a.$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \quad \text{avec ; } a : \text{l'épaisseur de voile.}$$

b)-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingle au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c)-Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

d)-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à ;

-40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.

Remarque :

Le ferrailage se fera sur une bande verticale de largeur :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3}\right)$$

Avec :

L' : étant la longueur de la zone comprimée.

h_e: hauteur libre de niveau.

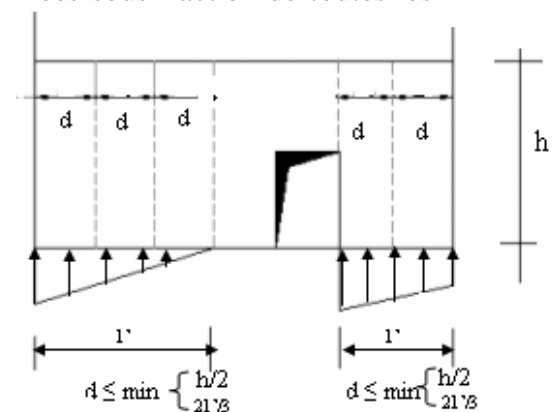


Figure (VII.1.2)

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq zones.

Zone I : RDC

Zone II : 1^{ème} étage.

Zone III : 2^{ème} - 5^{ème} étage.

Zone IV : 6^{ème} - 8^{ème} étage

Zone V : 9^{ème} étage

VI.1-5) Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V_B , en zone I :

▪ Détermination des sollicitations

$$M = 67.90 \text{ t.m}$$

$$N = 25.25 \text{ t}$$

$$I = (0.20 \times 2.85^3) / 12 = 0.3858 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0.57 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 2.85/2 = 1.425 \text{ m}$$

▪ Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{25.25}{0.57} + \frac{67.90 \times 1.425}{0.3858}$$

$$\sigma_1 = 295.11 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{25.25}{0.57} - \frac{67.90 \times 1.425}{0.3858}$$

$$\sigma_2 = -206.51 \text{ t/m}^2$$

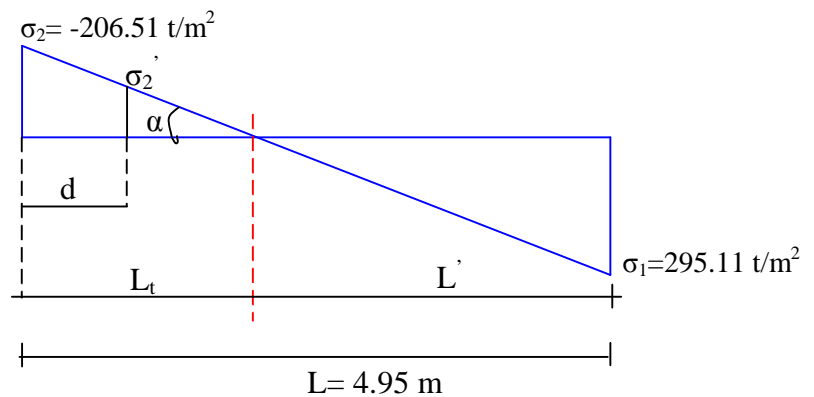


Figure (VII.1.3) : diagramme des contraintes.

Calcul de L_t :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.95 \left(\frac{206.51}{206.51 + 295.11} \right) = 1.17 \text{ m}$$

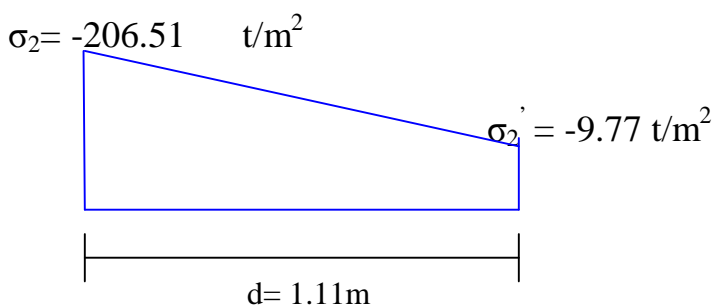
$$L' = L - L_t = 2.85 - 1.17 = 1.67 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3.93/2, (2/3) \times 1.67) = 1.11 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1.11 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -206.51 / 1.17 = -176.009$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha \times (L_t - d) = -9.77 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = -9.77 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = -206.51 \text{ t/m}^2$$

$$I' = (0.20 \times 1.11^3) / 12 = 0.023 \text{ m}^4$$

$$v_1' = 1.11 / 2 = 0.558 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.20 \times 1.11 = 0.223 \text{ m}^2$$

Donc :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2')$$

$$\Rightarrow N_1 = -24.17 \text{ t}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 4.09 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{4.09}{24.17} = -0.169 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction.}$$

\Rightarrow S.E.T (section entierement tendue).

Soit : $c = 5 \text{ cm}$, $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.558 - 0.169 - 0.05 = 0.339 \text{ m}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c = 0.558 + 0.169 - 0.1 = 0.628 \text{ m}$$

$$A_{s'} = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c = (-24.17 \times 10^{-2} \times 0.628) / ((0.339 + 0.628) \times 400) = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c = (-24.17 \times 10^{-2} \times 0.339) / ((0.339 + 0.628) \times 400) = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_{s'} = N_1 / f_c = 24.17 / 400 = 6.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 6.04 / (2 \times 1.11) = 2.70 \text{ cm}^2$$

■ **Armatures minimales de RPA 99/version2003:**

D'après le RPA 99 /version2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 1.17 = 4.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 4.68 / (2 \times 1.11) = 2.11 \text{ cm}^2 / \text{ml/face.}$$

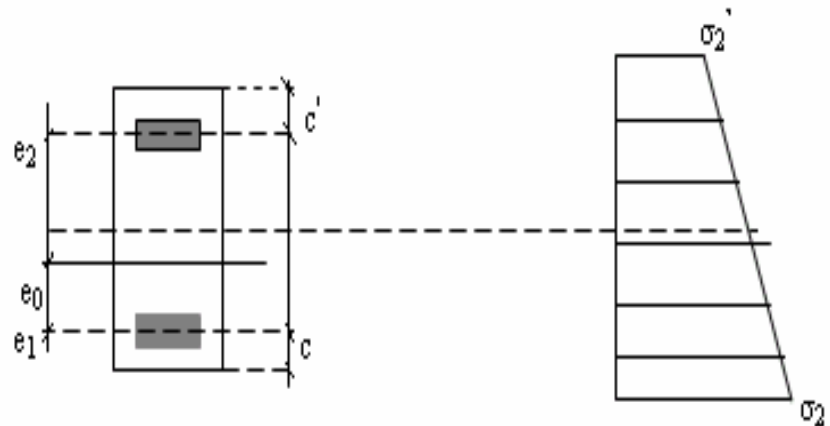


Figure (VII.1.4)

▪ Le pourcentage minimal :

$$A_{\min}=0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.20 \times 2.85 = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 8.55 / (2 \times 2.85) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 2.70 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 2.70 \times (2.85/2) = 7.70 \text{ cm}^2.$$

En zone courante : soit 6HA12. ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit. 4 HA12. ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}.$

a) Sens longitudinal :

VOILE	VOILE (V_B) trumeau 1				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
N (t)	25.25	135.80	110.92	6.06	2.24
M (t.m)	67.90	11.45	11.27	17.63	2.48
σ_1	295.11	280.55	236.23	75.79	13.11
σ_2	-206.51	195.96	-152.95	-54.50	-5.24
LT	1.17	1.17	1.12	1.19	0.81
L'	1.67	1.67	1.72	1.65	2.03
d	1.11	1.11	1.12	1.10	0.81
σ_2'	-9.77	8.92	0	-3.97	0
N_1	-24.17	22.91	17.13	-6.46	-0.42
M_1	4.09	-3.90	-3.19	1.02	0.05
$A_s + A_s'$	6.04	5.72	4.28	1.61	0.10
A_s (cm ² /ml /face)	2.70	2.56	1.91	0.73	0.06
$A_{S_{RPA}}$ (cm ² /ml /face)	2.10	2.09	2	2.15	2
$A_{S_{MIN}}$ (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
A_s max (cm ² /face)	7.70	7.29	5.7	6.12	5.7
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm ²	6HA12	6HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Armatures d'about cm ²	4HA12	4HA12	2HA12	2HA12	2HA12

Tableau (VII. 1) : Ferrailage vertical des voiles V_B (trumeau 1).

VOILE	VOILE (V_B, V_H, V_H') trumeau 4				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	/	/	0.9	0.9	0.9
N (t)	/	/	51.52	0.87	2.48
M (t.m)	/	/	11.17	6.29	2.48
σ_1	/	/	700.031	237.89	105.83
σ_2	/	/	-127.48	-228.19	-78.22
LT	/	/	0.13	0.44	0.38
L'	/	/	0.76	0.46	0.51
d	/	/	0.14	0.30	0.34
σ_2'	/	/	0	-69.62	-7.66
N_1	/	/	-1.76	-9.12	-2.96
M_1	/	/	0.04	0.24	0.14
As + As'	/	/	0.44	2.27	0.74
As (cm ² /ml /face)	/	/	1.59	3.72	1.07
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	/	/	2	2.87	2.21
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	/	/	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	/	/	1.8	3.35	1.98
St d'about cm	/	/	10	10	10
St courant cm	/	/	20	20	20
Armature courante cm	/	/	2HA10	4HA10	2HA10
Armatures d'about cm	/	/	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau (VII -4) : Ferrailage vertical des voiles V_B, V_H, V_H' (trumeau 4).

VOILE	VOILE (V_C, V_G) trumeau 5				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86
N (t)	65.75	68.19	66.81	69.19	7.15
M (t.m)	145.57	102.86	77.72	24.79	7.84
σ_1	378.28	295.45	243.05	139.55	25.07
σ_2	-207.92	-118.78	-69.94	39.69	-6.53
LT	1.36	1.10	0.86	0.85	0.79
L'	2.49	2.75	2.99	3.00	3.06
d	1.36	1.10	0.86	0.85	0.80
σ_2'	0	0	0	0	0
N_1	-28.46	-13.15	-6.03	3.39	-0.52
M_1	6.49	2.42	0.86	-0.48	0.069
As + As'	7.11	3.28	1.5	0.84	0.13
As (cm ² /ml /face)	2.60	1.48	0.87	0.49	0.08
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2	2	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	10.03	7.72	7.72	7.72	7.72
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Armatures d'about cm	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

Tableau (VII -5) : Ferrailage vertical des voiles V_C, V_G (trumeau 5).

VOILE	VOILE (V_C, V_G) trumeau 6				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
N (t)	4.56	1.78	24.49	8.97	2.27
M (t.m)	2.56	1.60	1.19	0.82	0.32
σ_1	1430.92	872.51	1134.54	615.04	214.04
σ_2	-1240.63	-798.22	-114.00	-241.00	-119.29
LT	0.11	0.11	0.02	0.06	0.08
L'	0.12	0.12	0.21	0.17	0.15
d	0.08	0.08	0.02	0.06	0.08
σ_2'	-286.68	-216.54	0	0	0
N_1	-13.08	-8.47	-0.24	-1.6	-1.02
M_1	0.11	0.06	0.0009	0.018	0.014
As + As '	3.27	2.12	0.06	0.40	0.256
As (cm2/ml /face)	19.09	12.68	1.425	3.01	1.49
As _{RPA} (cm2/ml /face)	2.60	2.74	2	2	2
As _{MIN} (cm2/ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm2/face)	4.58	3.04	0.48	0.72	0.48
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	4HA12	4HA10	2HA10	2HA10	2HA10
Armatures d'about cm	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau (VII -6) : Ferrailage vertical des voiles V_C, V_G (trumeau 6).

VOILE	VOILE (V_C, V_G') trumeau 7				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	3.86	3.86	3.86	3.86	3.86
N (t)	65.75	68.19	66.81	69.19	7.15
M (t.m)	145.57	102.86	77.72	24.79	7.84
σ_1	378.28	295.45	243.05	139.55	25.07
σ_2	-207.92	-118.78	-69.94	39.69	-6.53
LT	1.37	1.10	0.86	0.85	0.79
L'	2.49	2.75	2.99	3.00	3.06
d	1.36	1.10	0.86	0.85	0.79
σ_2'	0	0	0	0	0
N_1	-28.46	-13.14	-6.03	3.39	-0.52
M_1	6.49	2.42	0.86	-0.48	0.06
As + As '	7.11	3.28	1.5	0.84	0.13
As (cm2/ml /face)	2.60	1.48	0.87	0.49	0.081
As _{RPA} (cm2/ml /face)	2	2	2	2	2
As _{MIN} (cm2/ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm2/face)	10.03	7.72	7.72	7.72	7.72
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Armatures d'about cm	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12

Tableau (VII-7) : Ferrailage vertical des voiles V_C, V_G' (trumeau 7).

VOILE	VOILE (V_C, V_G') trumeau 8				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
N (t)	4.56	1.78	24.49	8.97	2.27
M (t.m)	2.56	1.60	1.19	0.82	0.32
σ_1	1430.92	872.51	1134.54	615.041	214.04
σ_2	-1240.63	-798.21	-114	-241	-119.29
LT	0.11	0.11	0.02	0.06	0.08
L'	0.12	0.12	0.21	0.17	0.15
d	0.08	0.08	0.021	0.06	0.08
σ_2'	-286.68	-216.54	0	0	0
N_1	-13.08	-8.47	-0.24	-1.62	-1.02
M_1	0.11	0.067	0.0009	0.018	0.014
As + As'	3.27	2.12	0.06	0.40	0.25
As (cm ² /ml /face)	19.09	12.68	1.42	3.01	1.49
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2.60	2.74	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	4.58	3.04	0.48	0.72	0.48
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	4HA12	4HA10	2HA10	4HA10	2HA10
Armatures d'about cm	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau (VII -8) : Ferrailage vertical des voiles V_C, V_G' (trumeau 8).

VOILE	VOILE (V_D, V_F) trumeau 9				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	11.17	11.17	11.17	11.17	11.17
N (t)	235.29	221.23	107.52	212.58	56.28
M (t.m)	2253.53	1905.58	1537.94	439.80	55.91
σ_1	594.42	512.16	382.99	187.23	36.43
σ_2	-393.31	-323.07	-291.09	-5.53	11.92
LT	4.65	4.52	5.05	0.33	2.88
L'	7.04	7.17	6.64	11.36	8.81
d	1.96	1.7	1.47	0.33	1.43
σ_2'	-227.42	-201.71	-206.40	0	5.99
N_1	-121.97	-89.21	-73.13	-0.18	2.57
M_1	10.67	5.84	3.05	0.01	-0.20
As + As'	30.49	22.30	18.28	0.04	0.64
As (cm ² /ml /face)	7.76	6.56	6.22	0.07	0.22
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	4.74	5.32	6.87	2	4.02
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	90.78	76.75	76.73	22.34	44.9
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	32HA16	26HA16	26HA16	10HA14	20HA14
Armatures d'about cm	16HA16	14HA16	14HA16	6HA14	10HA14

Tableau (VII -9) : Ferrailage vertical des voiles V_D, V_F (trumeau 9).

VOILE	VOILE (V_D, V_F) trumeau 10				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	11.3	7.86	7.86	7.86	7.86
N (t)	445.05	449.52	386.53	80.57	18.22
M (t.m)	2131.34	747.67	572.76	154.00	32.65
σ_1	697.67	649.02	524.01	126.03	27.45
σ_2	-303.82	-77.11	-32.24	-23.52	-4.25
LT	3.42	0.83	0.45	1.23	1.05
L'	7.87	7.02	7.40	6.62	6.80
d	1.96	0.83	0.45	1.24	1.05
σ_2'	-129.67	0	0	0	0
N_1	-85.18	-6.43	-1.46	-2.91	-0.45
M_1	11.21	0.89	0.11	0.60	0.08
As + As'	21.29	1.61	0.36	0.73	0.11
As (cm ² /ml /face)	5.41	0.96	0.40	0.29	0.053
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	3.49	2	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	61.23	15.72	15.72	15.72	15.72
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	22HA16	8HA14	10HA14	10HA14	10HA14
Armatures d'about cm	12HA16	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14

Tableau (VII -10) : Ferrailage vertical des voiles V_D, V_F (trumeau 10).

VOILE	VOILE (V_D, V_F) trumeau 11				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	/	2.5	2.5	2.5	2.5
N (t)	/	40.05	21.62	18.21	15.68
M (t.m)	/	51.99	44.44	31.56	25.34
σ_1	/	329.68	256.56	187.94	153.00
σ_2	/	-169.46	-170.07	-115.08	-90.26
LT	/	0.84	0.99	0.94	0.92
L'	/	1.65	1.50	1.55	1.57
d	/	0.84	0.99	0.94	0.92
σ_2'	/	0	0	0	0
N_1	/	-14.38	-16.94	-10.92	-8.37
M_1	/	2.03	2.81	1.72	1.29
As + As'	/	3.59	4.23	2.73	2.09
As (cm ² /ml /face)	/	2.11	2.12	1.43	1.12
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	/	2	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	/	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	/	5.29	5.31	5.00	5.00
St d'about cm	/	10	10	10	10
St courant cm	/	20	20	20	20
Armature courante cm	/	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Armatures d'about cm	/	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12

Tableau (VII -11) : Ferrailage vertical des voiles V_D, V_F (trumeau 11).

VOILE	VOILE (V_E) trumeau 12				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	5.55	5.55	5.55	5.55	5.55
N (t)	314.43	244.19	215.02	107.53	24.05
M (t.m)	367.02	245.02	180.12	35.04	25.00
σ_1	640.72	458.63	369.14	131.00	46.00
σ_2	-74.18	-18.64	-18.29	62.74	-2.67
LT	0.57	0.21	0.26	1.79	0.30
L'	4.97	5.33	5.28	3.75	5.24
d	0.57	0.21	0.26	1.47	0.30
σ_2'	0	0	0	11.42	0
N_1	-4.27	-0.40	0.47	10.90	-0.08
M_1	0.41	0.014	0.021	-1.84	0.004
As + As'	1.068	0.10	0.12	2.72	0.02
As (cm ² /ml /face)	0.92	0.23	0.22	0.92	0.033
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2	2	2	2.44	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	11.1	11.1	11.1	13.54	11.1
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	4HA16	4HA16	4HA16	6HA16	4HA16
Armatures d'about cm	2HA16	2HA16	2HA16	4HA16	2HA16

Tableau (VII -12) : Ferrailage vertical des voiles V_E (trumeau 12).

b) Sens transversal :

VOILE	VOILE (V_2, V_8, V_2', V_8') trumeau 1				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
N (t)	207.72	21.45	129.142	66.39	11.92
M (t.m)	186.94	143.13	120.21	24.69	14.21
σ_1	918.63	481.41	583.55	184.16	63.60
σ_2	-248.54	-412.21	-166.96	30.00	-25.14
LT	0.66	1.42	0.69	0.43	0.87
L'	2.43	1.67	2.4	2.66	2.22
d	0.66	1.11	0.69	0.43	0.87
σ_2'	0	-91.27	0	0	0
N_1	-16.40	-56.15	-11.51	1.30	-2.20
M_1	1.80	6.6	1.32	-0.09	0.32
As + As'	4.10	14.01	2.87	0.32	0.55
As (cm ² /ml /face)	3.10	6.29	2.08	0.37	0.31
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2	2.57	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	9.63	19.51	6.47	6.2	6.2
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	6HA14	10HA14	4HA14	4HA14	4HA14
Armatures d'about cm	2HA14	6HA14	2HA14	2HA14	2HA14

Tableau (VII -13) : Ferrailage vertical des voiles V_2, V_8, V_2', V_8' (trumeau 1).

VOILE	VOILE (V_2, V_8, V_2, V_8) trumeau 2				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	1.85	1.85	1.85	1.85	1.85
N (t)	0.92	21.61	30.46	3.96	7.27
M (t.m)	49.01	28.31	25.76	16.58	18.65
σ_1	432.13	306.62	308.16	156.04	183.17
σ_2	-427.16	-189.77	-143.46	-134.63	-143.86
LT	0.92	0.70	0.58	0.85	0.81
L'	0.93	1.14	1.26	0.99	1.03
d	0.62	0.70	0.58	0.66	0.69
σ_2'	-139.07	0	0	-3.60	-21.74
N_1	-35.12	-13.42	-8.43	-10.94	-11.44
M_1	1.84	1.58	0.82	0.76	0.97
As + As'	8.78	3.35	2.10	2.73	2.86
As (cm ² /ml /face)	7.07	2.37	1.79	2.06	2.07
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2.96	2	2	2.58	2.35
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	13.09	4.38	3.70	5.27	4.34
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	6HA16	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Armatres d'about cm	4HA16	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12

Tableau (VII -14) : Ferrailage vertical des voiles V_2, V_8, V_2, V_8 (trumeau2).

VOILE	VOILE (V_3) trumeau 3				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
N (t)	173.82	180.33	124.95	11.88	21.80
M (t.m)	139.45	151.48	114.25	25.31	14.65
σ_1	393.09	417.68	302.87	49.73	45.19
σ_2	-11.06	-21.35	-28.25	-23.62	2.72
LT	0.21	0.22	0.38	1.46	0.25
L'	4.42	4.32	4.16	3.08	4.29
d	0.12	0.22	0.38	1.46	0.25
σ_2'	0	0	0	0	0
N_1	-0.13	-0.47	-1.09	-3.46	0.07
M_1	0.0028	0.017	0.071	0.84	-0.003
As + As'	0.34	0.118	0.27	0.86	0.017
As (cm ² /ml /face)	0.13	0.26	0.35	0.29	0.034
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2	2	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	9.1	9.1	9.1	9.1	9.1
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
Armatres d'about cm	2HA16	2HA16	2HA16	2HA16	2HA16

Tableau (VII -15) : Ferrailage vertical des voiles V_3 (trumeau 3).

VOILE	VOILE (V_3) trumeau 4				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
N (t)	26.12	15.25	8.11	2.96	0.61
M (t.m)	3.86	4.15	4.4	2.53	0.76
σ_1	862.53	785.05	742.04	408.54	120.52
σ_2	-282	-446.03	-561.77	-342.71	-106.76
LT	0.11	0.16	0.19	0.20	0.21
L'	0.34	0.28	0.25	0.24	0.24
d	0.11	0.16	0.17	0.16	0.16
σ_2'	0	0	-67.08	-70.36	-26.41
N_1	-3.12	-7.27	-10.73	-6.74	-2.12
M_1	0.05	0.19	0.24	0.12	0.03
As + As ')	0.78	1.82	2.68	1.68	0.53
As (cm2/ml /face)	3.52	5.57	7.86	5.16	1.66
As _{RPA} (cm2/ml /face)	2	2	2.27	2.51	2.66
As _{MIN} (cm2/ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm2/face)	1.58	2.51	3.53	2.32	1.33
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	2HA12	2HA12	4HA12	2HA12	2HA12
Armatures d'about cm	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12

Tableau (VII -16) : Ferrailage vertical des voiles V_3, V_3 (trumeau 4).

VOILE	VOILE (V_5) trumeau 5				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
N (t)	383.38	366.95	298.10	42.42	7.07
M (t.m)	516.03	386.03	297.87	97.32	87.23
σ_1	1169.08	962.65	759.23	187.66	134.18
σ_2	-326.47	-156.16	-104.05	-94.41	-118.64
LT	0.99	0.63	0.54	1.52	2.13
L'	3.55	3.91	4.00	3.02	2.41
d	0.99	0.63	0.54	1.47	1.43
σ_2'	0.00	0.00	0.00	-3.28	-38.90
N_1	-32.42	-9.91	-5.70	-14.36	-22.60
M_1	5.36	1.04	0.52	3.28	2.73
As + As ')	8.10	2.47	1.42	3.59	5.65
As (cm2/ml /face)	4.08	1.95	1.30	1.22	1.96
As _{RPA} (cm2/ml /face)	2.00	2.00	2.00	1.07	2.97
As _{MIN} (cm2/ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm2/face)	18.56	9.1	9.1	5.55	13.51
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	8HA16	4HA16	4HA16	4HA14	6HA14
Armatures d'about cm	4HA16	2HA16	2HA16	2HA14	4HA14

Tableau (VII -17) : Ferrailage vertical des voiles V_5 .

VOILE	VOILE (V_5) trumeau 6				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15
N (t)	63.51	44.66	27.04	43.45	28.41
M (t.m)	78.28	58.21	54.23	38.05	48.39
σ_1	655.77	481.69	414.86	348.07	380.18
σ_2	-360.34	-273.93	-289.07	-145.94	-248.02
LT	0.76	0.77	0.88	0.63	0.84
L'	1.38	1.37	1.26	1.51	1.30
d	0.76	0.77	0.84	0.63	0.84
σ_2'	0.00	0.00	-12.49	0.00	0.00
N_1	-27.47	-21.35	-25.47	-9.26	-21.05
M_1	3.49	2.77	3.28	0.98	2.97
As + As '	6.86	5.33	6.36	2.31	5.26
As (cm ² /ml /face)	4.50	3.42	3.76	1.82	3.10
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2.00	2.00	2.09	2.00	2.00
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	15
As max (cm ² /face)	9.68	7.36	8.10	4.3	6.66
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	6HA14	4HA14	4HA14	2HA14	4HA14
Armatures d'about cm	2HA14	2HA14	2HA14	2HA14	2HA14

Tableau (VII -18) : Ferrailage vertical des voiles V_5 .

VOILE	VOILE (V_6, V_6') trumeau 7				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	5	5	5	5	5
N (t)	315.15	146.48	125.76	57.65	29.36
M (t.m)	1135.32	701.89	303.02	69.63	44.00
σ_1	1140.20	988.76	489.39	141.21	82.17
σ_2	-631.89	-695.79	-237.85	-25.90	-23.44
LT	2.21	2.06	1.63	0.77	1.11
L'	3.98	2.93	3.36	4.22	3.89
d	1.96	1.7	1.47	0.77	1.11
σ_2'	-70.25	-123.04	-24.04	0	0
N_1	-137.97	-139.20	-38.50	-2.008	-2.60
M_1	36.14	27.58	7.70	0.26	0.48
As + As '	34.49	34.80	9.62	0.50	0.65
As (cm ² /ml /face)	8.77	10.23	3.27	0.32	0.29
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2.25	2.42	2.22	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	54.41	51.17	16.37	10.00	10.00
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	24HA14	24HA14	8HA14	6HA14	6HA14
Armatures d'about cm	10HA14	10HA14	4HA14	2HA14	2HA14

Tableau (VII -19) : Ferrailage vertical des voiles V_6, V_6' .

VOILE	VOILE (V_4, V_7, V_4', V_7') trumeau 8				
	ZON 1	ZON 2	ZON 3	ZON 4	ZON 5
L (m)	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
N (t)	258.10	147.63	129.24	97.53	17.99
M (t.m)	367.01	237.87	170.76	41.55	30.64
σ_1	959.74	604.57	462.36	193.11	76.62
σ_2	-340.22	-244.48	-147.145	44.79	-32.74
LT	1.06	1.18	0.98	0.77	1.22
L'	3.03	2.91	3.11	3.32	2.87
d	1.06	1.18	0.98	0.77	1.22
σ_2'	0	0	0	0	0
N_1	-36.22	-28.86	-14.56	3.56	-4.019
M_1	6.42	5.67	2.40	-0.44	0.82
As + As'	9.057	7.21	3.64	0.86	1.00
As (cm ² /ml /face)	4.25	3.05	1.83	0.56	0.41
As _{RPA} (cm ² /ml /face)	2	2	2	2	2
As _{MIN} (cm ² /ml /face)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
As max (cm ² /face)	17.43	12.53	8.2	8.2	8.2
St d'about cm	10	10	10	10	10
St courant cm	20	20	20	20	20
Armature courante cm	8HA14	6HA14	4HA14	4HA14	4HA14
Armatures d'about cm	4HA14	4HA14	2HA14	2HA14	2HA14

Tableau (VII -20) : Ferrailage vertical des voiles V_4, V_7, V_4', V_7' .

VII.1-6) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

VII.1-6-1) Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/version2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0d$. Avec :

T : effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

VII.1-6-2) Calcul des armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage, donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

VII.1-6-3) Exemple d'application

Voiles V_B :

$$\tau_u = 1.4 T_{cal}/b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (349,25 \times 10^{-3})) / (0.2 \times 0.9 \times 4.95) = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 0.55 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

-Pas de reprise de bétonnage.

$$-\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm}), \quad \text{selon (Art7.7.4.3 RPA99/version2003).}$$

Soit: $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t \geq (0.2 \times 0.2 \times 0.55) / (0.8 \times 400)$$

$$A_t = 0.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t/\text{ml}/\text{face} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (\text{RPA}) = 0.15\% \times b_0 \times 4.95 = 14.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA8

Ferrailage de la zone 1

VOILE	L (m)	T(kn)	tu (Mpa)	At(cm2)	Choix	St(cm)
V _B T1	2,85	153,18	0,42	0,52	2HA10	20
V _B T2	0,90	635,32	5,49	6,86	6HA12	20
V _{B'} T3	4,95	349,25	0,55	0,69	2HA10	20
V _C T4	3,86	300,20	0,60	0,76	2HA10	20
V _C T5	0,24	56,31	1,82	2,28	4HA10	20
V _D T6	11,70	1288,26	0,86	1,07	2HA10	20
V _{D'} T7	11,30	1174,67	0,81	1,01	2HA10	20
V _E T8	5,55	341,67	0,48	0,60	2HA10	20
V ₂ T1	3,10	635,32	1,59	1,99	4HA10	20
V ₂ T2	1,85	157,74	0,66	0,83	2HA10	20
V ₃ T3	4,55	421,35	0,72	0,90	2HA10	20
V ₄ T4	4,10	368,28	0,70	0,87	2HA10	20
V ₅ T5	4,55	752,78	1,29	1,61	4HA10	20
V _{5'} T6	2,15	224,40	0,81	1,01	2HA10	20
V ₆ T7	5,00	542,11	0,84	1,05	2HA10	20

Tableau (VII.21) : Ferrailage horizontal des voiles.

Donc :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Zone1	Zone2	Zone3	Zone4	Zone5
St (cm)	20	20	20	20	20
Choix des barres (/ml)	6HA12	6HA12	6HA10	8HA10	8HA10

Tableau (VII.22) : Ferrailage horizontal des voiles choix des barres.

Remarque : Pour les résultats du ferrailages horizontal (effet de l'effort tranchant), on adopte une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

▪ Schéma de ferraillage :

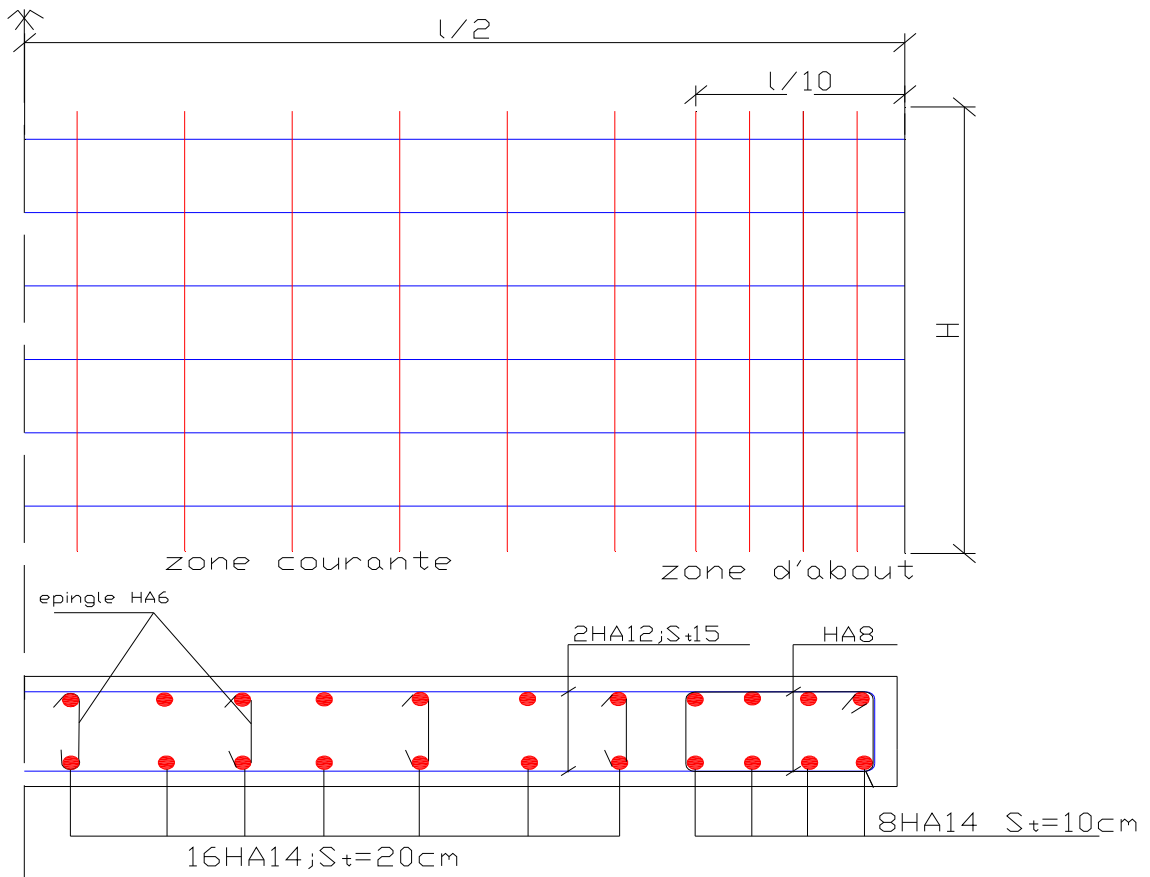


Figure (VII.1.4) : Ferraillage du voile V_B.

VII.2) Ferrailage des linteaux

VII.2-1) Introduction

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ_g) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des noeuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements, de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

VII.2-2) Sollicitation dans les linteaux

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissants, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi qu'à l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : effort tranchant dû au séisme.

T_P : effort tranchant dû aux charges (G + Q).

M_E : moment fléchissant dû au séisme.

M_P : moment fléchissant dû aux charges (G + Q).

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$\bar{T} = 1.4 (T_E + q_{\max} L/2)$$

$$\bar{M} = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12)$$

- Charges revenant au linteau :

$$q_{\max} = g_0 + g_1 + g_2$$

g_0 : poids propre du linteau.

g_1 : poids du plancher.

g_2 : charge d'exploitation.

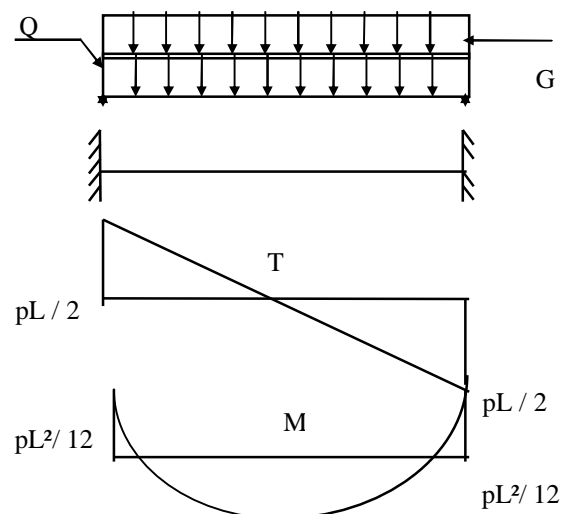


Figure (VII.2.1) : les sollicitations revenant aux linteaux.

VII.2-3) Classification des linteaux

Nous pouvons classier les linteaux suivant leur dimensions comme suit, en spécifiant les plus sollicités.

TYPE	b	h	L
1	0,2	1.76	1.2
2	0,2	1.83	1.2
3	0,2	0.77	1.2
4	0,2	1.76	0.84
5	0,2	1.23	0.84
6	0.2	0.77	0.84
7	0.2	1.23	0.94
8	0.2	0.77	0.94
9	0.2	1.71	0.40

Tableau (VII.2.1) : Type des linteaux selon leurs dimensions.

Le ferrailage final sera généralisé à tous les niveaux et pour tous les linteaux d'un même type en fonction du niveau le plus sollicité.

VII.2-4) Ferrailage

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué à l'art 7.7.3 du RPA 99/version 2003.

VII.2-4-1) Contraintes admissibles de cisaillement

a) Premier cas : $\tau_b \leq \bar{\tau} = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (A_c).

1/Aciers longitudinaux : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont

Calculés par la formule : $A_l \geq M / (Z \times f_c)$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{T} = 1.4 T_{u \text{ cal}}$).

Z = h-2d'

h : hauteur totale du linteau.

d' : distance de l'enrobage.

2/ Aciers transversaux : A_t

- **Linteaux longs :** ($\lambda g = L/h > 1$)

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

$$\bar{T} = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : portée du linteau

- **Linteaux courts :** ($\lambda g = L/h < 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} .

$$M_{ci} = A_t f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b > \bar{\tau} = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), Transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement. Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \times \sin \alpha)$$

Avec : $\tan \alpha = (h - 2d')/L$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

VII.2-4-2) Ferrailage minimal :

a/ Armatures longitudinales :

$$(A_t, A_t') \geq 0.0015 \cdot b \cdot h \quad (0.15\%)$$

Avec : b : épaisseur du linteau.

h : hauteur du linteau .

b/ Armatures transversaux:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 .b .s$$

$$\text{Pour } \tau_b \geq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 .b .s$$

c/ Armatures de peau

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c sont disposées en deux nappes et doivent avoir au total un minimum égale à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002 .b .h$$

VII.2-5) Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le linteau du voile V_2 . Les caractéristiques géométriques de linteau sont :

$$h = 1.2 \text{ m} \quad , \quad d = 0.9 h = 1.08, \quad b_0 = 0.20$$

VII.2-5-1) Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 145.22 \quad \text{KN.m}$$

$$T = 855.75 \quad \text{KN}$$

➤ Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{T} = 1.4 T$$

$$\bar{T} = 1198.05 \quad \text{KN}$$

Moment fléchissant :

$$\bar{M} = 1.4 . M$$

$$\bar{M} = 203.31 \quad \text{KN.m}$$

VII.2-5-2). Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{On a : } \tau_b = \bar{T} / b_0.d$$

$$\tau_b = 1198.05 . 10^{-3} / (0.20 \cdot 1.64) = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.63 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

VII.2-5-3). Calcul du Ferrailage :

$$0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 3.63 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$: donc on est dans la deuxième cas, on devra disposer :

- des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple.
- des aciers transversaux (A_t).
- des aciers diagonaux (A_d).

a/ Calcul de (A_l, A_l') :

$$\tau_b = 4 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

* Condition minimale du RPA99 /version 2003 (art 7.7.3.2.B) :

$$(A_l, A_l') > 0.0015bh = 0.0015 \times 120 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(A_l, A_l') = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 \quad (A_s = 6.16 \text{ cm}^2)$$

b/ Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 3.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA99 /version 2003 (art 4.3.2.2.B)

$$A_t > 0.0025b.s$$

S: espacement des armatures transversales.

$$S < h/4 = 120/4 = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.0025 \cdot 20 \cdot 30 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 \quad (A_s = 1.57 \text{ cm}^2)$$

c/ Calcul de (A_c) :

$$A_c > 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 120 = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 \quad (A_s = 6.16 \text{ cm}^2).$$

d/ Calcul de (A_D) :

$$\tau_b = 3.63 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D = V / (2f_c \times \sin \alpha) \quad , \quad \sin \alpha = 0.5$$

$$A_D = 855.75 \times 10^{-3} / (2 \times 400 \times 0.5) = 12.13 \times 10^{-3}$$

$$A_D = 13.04 \text{ cm}^2$$

e / Condition minimale du RPA99/version 2003:

$$A_D > 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 70 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \max (A_{D \text{ calcul}}, A_{D \text{ RPA}})$$

$$A_D = \max (3.6, 13.04) = 13.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10\text{HA}14 (A_s = 15.4 \text{ cm}^2)$$

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$\begin{aligned} A_l &= 3.6 \text{ cm}^2 & \text{soit} & \quad 4\text{HA}14 (A_s = 6.16 \text{ cm}^2). \\ A_t &= 1.5 \text{ cm}^2 & \text{soit} & \quad 2 \text{ HA } 10 (A_s = 1.57 \text{ cm}^2). \\ A_c &= 4.8 \text{ cm}^2 & \text{soit} & \quad 4\text{HA}14 (A_s = 6.16 \text{ cm}^2). \\ A_D &= 13.04 \text{ cm}^2 & \text{soit} & \quad 8\text{HA}14 (A_s = 15.4 \text{ cm}^2). \end{aligned}$$

Les autres résultats sont donnés sous forme de tableau :

TYPE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M (KN.m)	151,88	145,22	84,39	179,54	184,9	128,70	149,59	102,38	203,64
T (KN)	244,11	855,75	1219,58	1439,33	1433,84	1745,61	269,56	1787,42	519,95
\bar{M} (KN.m)	212,63	203,31	118,14	251,35	258,86	180,18	209,43	143,33	285,09
\bar{T} (KN)	341,75	1198,05	1707,41	2015,06	2007,37	2443,85	377,38	2502,38	727,93
τ_b (MPa)	1,07	3,63	12,318	6,36	9,06	17,63	1,70	18,05	2,36
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
S	30	30	15	30	30	15	30	15	30
A_L(cm²)	5,28	5,49	2,31	5,28	3,69	2,31	3,69	2,31	5,13
Choix des barres	4HA14	4HA14	4HA10	4HA14	4HA12	4HA10	4HA12	4HA10	4HA14
A_t (cm²)	1,5	1,5	0,75	1,5	1,5	0,75	1,5	0,75	1,5
Choix des barres	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10	2HA10	2HA8	2HA10	2HA8	2HA10
AC(cm²)	7,04	7,32	3,08	7,04	4,92	3,08	4,92	3,08	6,84
Choix des barres	6HA14	6HA14	2HA14	6HA14	4HA14	2HA14	4HA14	2HA14	6HA14
AD(cm²)	3,76	13,04	30,48	20,21	19,91	34,09	4,37	37,86	6,70
Choix des barres	4HA12	10HA14	22HA14	16HA14	16HA14	24HA14	4HA12	30HA14	6HA14

Tableau (VII.2.2) ferrailage des linteaux

VII.2-5-4). Schéma de ferraillage

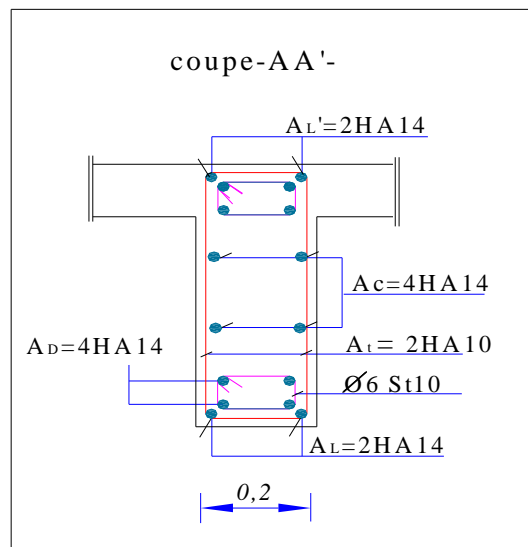
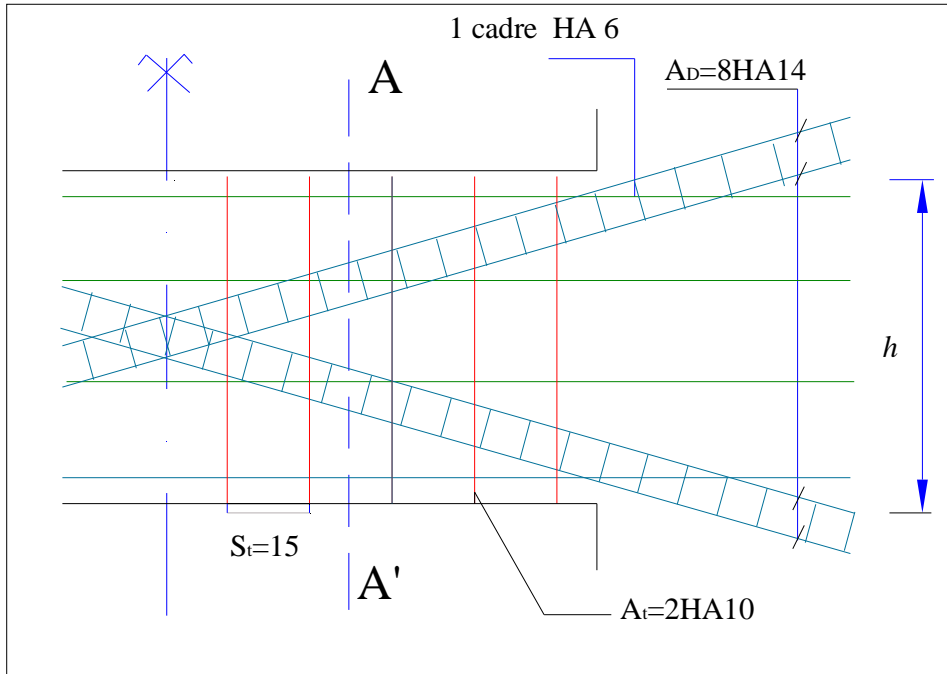


Figure (VII.2.2) : ferraillage linteau de voile V_4 .

VIII) Etude de l'infrastructure :

VIII-1) Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII-2) Etude du voile périphérique

VIII-2-1) Dimensionnement

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 4.81 m.

VIII-2-2) Détermination des sollicitations

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

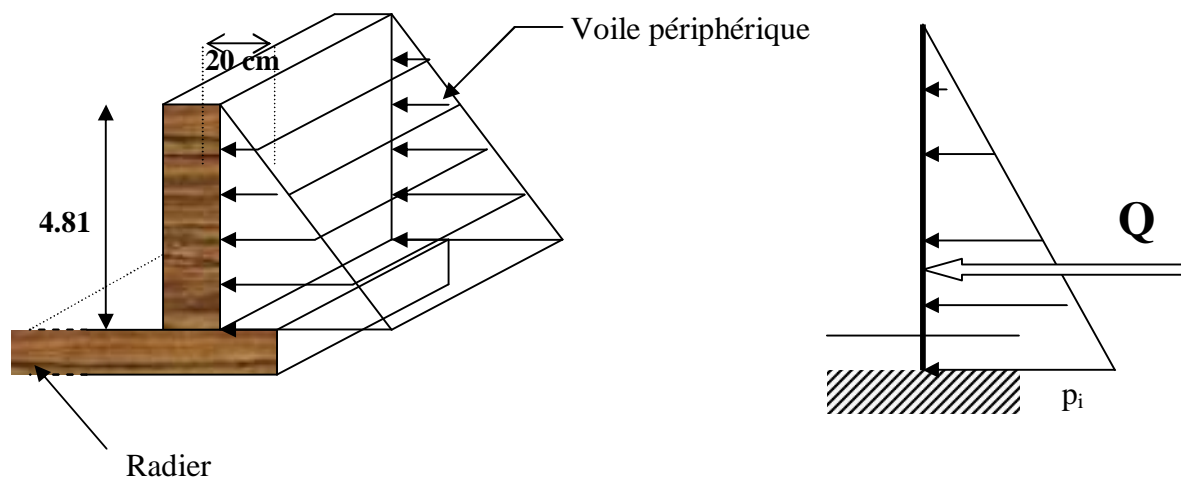


Figure (VIII.1) : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}}$$

Avec:

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]. \text{ Avec } K_0, \text{ coefficient de poussée.}$$

$$h = 4.81 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{ poids spécifique du remblai} = 1,80 \text{ t/m}^2.$$

$$\varphi : \text{ angle de frottement interne du remblai} = 30^\circ.$$

$$K_0 = 0,33$$

$$\Rightarrow P_i = 2,85 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow Q = 6.85 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } M = 1.75 \text{ t.m.}$$

VIII-2-3) Calcul du ferrailage vertical

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 1.75 \text{ t.m} = 1.75 \times 10^{-2} \text{ MN.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100 x 20) cm².

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$x = (n \times \bar{\sigma}_{bc} \times d) / (n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})$$

$$x = (15 \times 15 \times 0.9 \times 0.2) / (15 \cdot 15 + 165)$$

$$x = 0.103$$

$$Z = d \cdot \frac{x}{3} = 0.9 \times 0.2 - \frac{0.103}{3} = 0.14$$

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

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0.103 \times 15 \times 0.14$$

$$\bar{M}_1 = 0.108 \text{ Mpa.}$$

$$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées.}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{st} \cdot z}$$

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2$$

- Condition exigée par le RPA99/version 2003.

Le RPA99/version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes.

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens longitudinal}).$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{sens transversal}).$$

Choix des barres: 8HA12/ml soit $A_s = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Condition de non fragilité (C.N.F) .

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

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,2 \times 2,1 / 400 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \quad (\text{vérifiée}).$$

VIII-2-4) Calcul du ferrailage horizontal

On prendra la portée maximum, soit $L = 4.4\text{m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (2.85 + 0) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = 1.42 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \cdot L^2 / 8$$

$$M_0 = 4.17 \text{ t.m}$$

Mt : Moment en travée.

Me = Mw = moment aux appuis.

$$M_t = 0.75 \times M_0$$

$$M_e = M_w = 0.5 \times M_0$$

$$M_t = 3.12 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_w = 2.10 \text{ t.m}$$

- Vérification

$$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1.25 \times M_0$$

$$1.97 + 1.31 = 3.28 \text{ t.m}$$

$$3.12 + (2.1 + 2.1) / 2 = 5.2 \text{ t.m} \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

a) Ferrailage en travée

$$M_t = 0.75 M_0 = 3.13 \text{ t.m.}$$

$$b_0 = 1 \text{ ml} \quad ; \quad h = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9 h = 0.18 \text{ m}$$

$$Z = 0.14 \text{ m}$$

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

$$A_s = 13.54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{s,\min} = 2.17 \text{ cm}^2 < A_s.$$

Soit 9HA14 / ml (=13.85 cm²). Avec St = 20cm.

b) Ferrailage sur appuis

$$M_e = 2.10 \text{ t.m.}$$

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

$$A_s = 9.09 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité

$$A_{s,\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_s$$

Soit 7AH14 /ml ($A_s=10.78\text{cm}^2$). Avec $St = 20\text{cm}$.

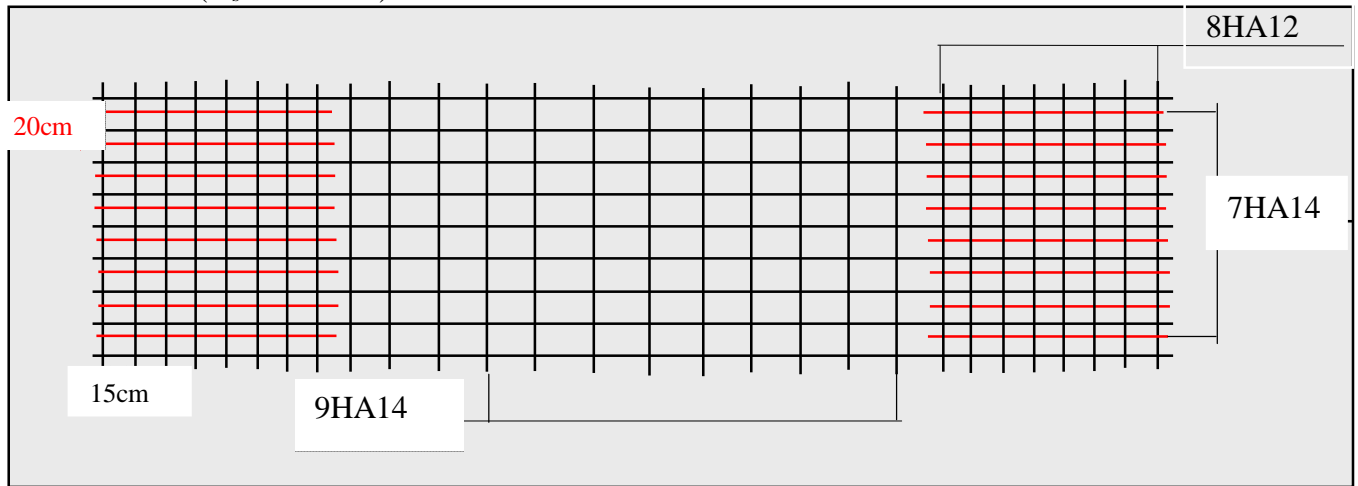


Figure (VIII.2): Ferrailage du voile périphérique.

VIII-3) Etude des fondations

VIII-3-1) Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII-3-2) Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars , Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour ce la, nous allons procéder à une première vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_{\text{semelle}}/S_{\text{batiment}} < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 20\text{t/m}^2$$

▪ A L'ELU

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 104562.3 \text{ KN}$$

$$S = 522.81 \text{ m}^2$$

▪ A L'ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$N_{\text{ser}} = 76425.4 \text{ KN}$$

$$S = 382.13 \text{ m}^2$$

▪ **Vérification du chevauchement :**

On a la surface totale du bâtiment $S_b=824.85m^2$

Faisant le rapport S_s/S_b , on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII-3-3) Radier général

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

1) Prédimensionnement du radier

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes:

a) **Condition forfaitaire** : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$ avec $L_{\max}=4.85$ m

Donc : $h \geq 48.5$ cm

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

On prend : $h= 60$ cm

b) Condition de la rigidité :

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles.

K : la raideur moyenne du sol.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

On prend : $K = 4000t/m^3$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$L_e \geq \frac{L_{\max}}{\frac{\pi}{2}}$$

$$E = 3,21.10^6 \text{ t/m}^2$$

D'ou : $h \geq 69.82$ cm

On prend : $h = 75$ cm

c) Condition de cisaillement

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

D'où

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b: désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.15$$

$$d = 0.9h$$

$$b = 1\text{m}$$

$$\text{Avec } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times L_{\max}}{S}$$

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{S} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 \times f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{104.56 \times 4.85 \times 1.15}{0.9 \times 2(824.85) \times 0.07 \times 25}$$

Donc : $h \geq 22.24\text{cm}$

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 75 cm :

$$h_t = 75\text{cm}$$

2) La surface minimale du radier

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{adm} \leq \frac{N_s}{S}$$

$$N_s / S = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) / S = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}}) / S$$

Avec :

- $S_{\text{bât}} = 824.85 \text{ m}^2$, est la surface du bâtiment.

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} = (Q + G_{\text{bâtiment}}) / (\sigma_{adm} - \rho h)$$

$$S_{\text{radier}} = 421.65\text{m}$$

L'emprise total du bâtiment est de : $S_b=824.85\text{m}^2$

La surface total du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. À cet effet, il y a lieu de prévoir un débordement D.

Calcul du débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} (h/2, 30\text{cm}) = 37.5$$

Soit $D=50\text{cm}$

$$D' \text{ où } S_r = S + D \times 2 \times (X + Y) = 824.85 + 0.5 \times 2 \times (28.95 + 28.10)$$

$$S_r = 881.9\text{m}^2$$

S_r : la surface du radier.

S : surface totale du bâtiment.

X : longueur du bâtiment.

Y : largeur du bâtiment.

Donc la surface du radier est : $S_r=881.9\text{m}^2$.

3) Vérifications diverses

a) Vérification au poinçonnement

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité, dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile V_5 .

On doit vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \mu_x \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

μ_x : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

h : épaisseur du radier.

N : charge de calcul à L'ELU.

$\mu_x = 2(L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$ L, b : Dimensions du voile.

$$\mu_x = 2(8.4 + 0.2 + 2 \times 0.75) = 19.8 \text{ m.}$$

$$0.045 \mu_x \times f_{c28} \cdot h = 0,045 \times 19.8 \times 25 \times 0.75 = 16.70 \text{ MN}$$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml).

$$N_u/\text{ml} = 104562.3 / 8.4.$$

$$N_u/\text{ml} = 12.44 \text{ MN/ml.}$$

$N_u/\text{ml} \leq 16.70 \text{ MN}$. Condition vérifiée donc le radier résiste au poinçonnement.

b) Vérification de l'effet de surpression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$N \geq \gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot f_s$$

γ_w : densité de l'eau.

Z: hauteur de la partie immergée.

f_s : coefficient de sécurité vis avis de risque de soulèvement (1.5).

$N = 10456.2 \text{ t}$

$Z = 4.81 \text{ m}$

$S_r = 881.9 \text{ m}^2$

$\gamma_w \cdot S \cdot Z \cdot f_s = 1 \times 881.9 \times 4.81 \times 1.5 = 6362.9 \text{ t}$.

$N \geq 6362.9 \text{ t}$ condition vérifiée .

4) Caractéristiques géométriques du radier

a/Calcul de la surface des panneaux du radier :

panneaux	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
Lx(m)	4,95	4,95	4,35	3,65	3,65	4,35	4,85	4,85	3,80	8,35	5,75
Ly(m)	3,10	3,60	6,90	6,90	6,90	6,90	3,10	3,60	8,40	4,20	4,20
S(m ²)	15,35	17,82	30,02	25,19	25,19	30,02	15,04	17,46	31,92	35,07	24,15

Tableau (VIII -1) : Surface des panneaux du radier.

b/Calcul des inerties et du centre de graviter du radier :

panneaux	L _x (m)	L _y (m)	Y _i (m)	X _i (m)	S (m ²)	I _{xG} (m ⁴)	I _{yG} (m ⁴)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
P1	4,95	3,1	1,55	2,475	15,345	2552,01	2409,84	12,28	31,33
P2	4,95	3,6	1,8	2,475	17,82	2968,60	2688,71	19,24	36,38
P3	4,35	6,9	3,45	2,175	30,015	5321,20	3388,07	119,08	47,32
P4	3,65	6,9	3,45	1,825	25,185	4700,09	2831,11	99,92	27,96
P5	3,65	6,9	3,45	1,825	25,185	4700,09	2831,11	99,92	27,96
P6	4,35	6,9	3,45	2,175	30,015	5321,20	3388,07	119,08	47,32
P7	4,85	3,1	1,55	2,425	15,035	2519,83	2359,93	12,04	29,47
P8	4,85	3,6	1,8	2,425	17,46	2931,13	2632,97	18,85	34,22
P9	3,8	8,4	4,2	1,9	31,92	5953,51	3104,00	187,68	38,41
P10	8,35	4,2	2,1	4,175	35,07	4423,28	5170,02	51,55	203,76
P11	5,75	4,2	2,1	2,875	24,15	3787,83	3486,41	35,50	66,53
								775,18	590,70

Tableau (VIII -2) : Calcul des inerties et du centre de gravité du radier.

- Centre de gravité des masse du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 11.79m \\ Y_G = 10.99m \end{cases}$$

- Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

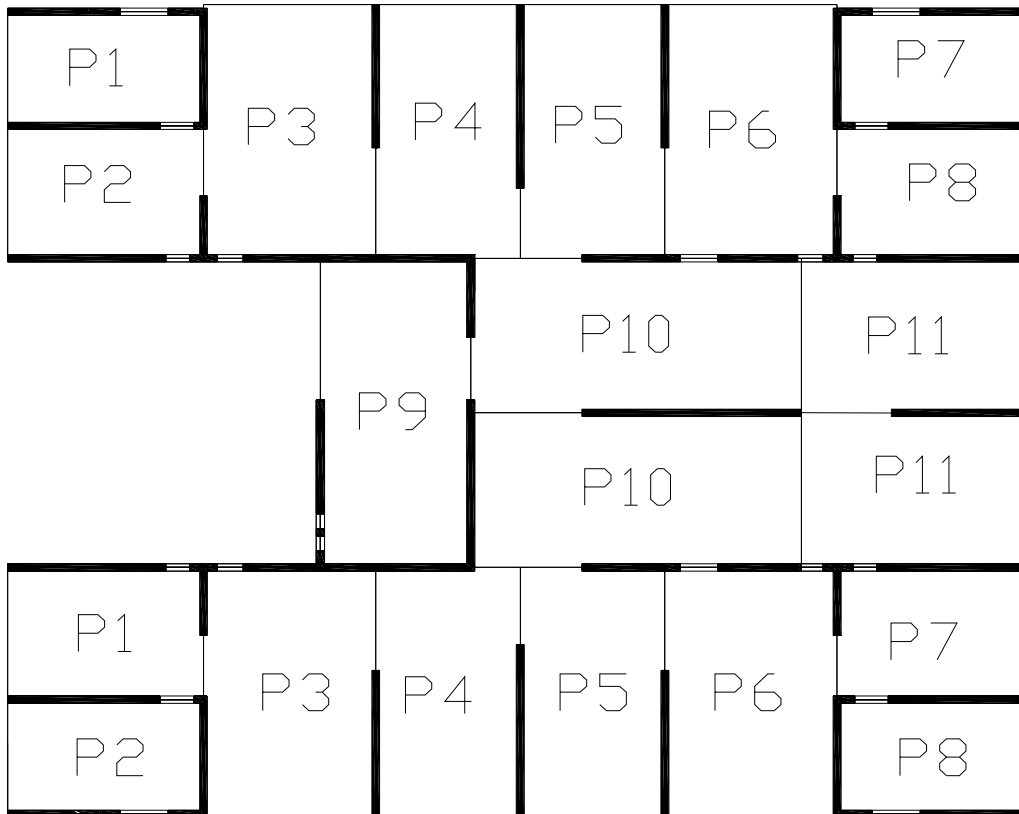
$$\begin{cases} X_G = 13.04m \\ Y_G = 11.12m \end{cases}$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 1.25\text{m}$$

$$e_y = 0.13\text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celle relative au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.



DISPOSITION DES PANNEAUX

Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s = 3bars$$

5) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$N = N_{radier} + N_{batiment} = G_{radier} + Q + G_{batiment}$$

$$S_r = 881.9 m^2$$

$$N = 881.9 \times 0.75 \times 2.5 + 7642.54 = 9296.1 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_r} = 10.54 t / m^2 < \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

a) Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x,y)

$$M = M_0 + T_0 \times h + N \times e$$

Avec :

M : moment à la base du radier.

M₀ : moment à la base du RDC.

T₀ : effort tranchant à la base du RDC.

e : l'excentricité

N : charge verticale permanente.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{b}{4} \quad e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 16036.10 \text{ t.m}$$

$$e = 1.72 m < L_x / 4 = 7.45 m \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

$$M_y = 5416.2 t.m$$

$$e = 0.58 m < L_y / 4 = 7.3 m \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification au non soulèvement des fondations (0,8G ± E) :

Sens longitudinal :

$$X_G = 11.79 \text{ m}$$

$$I_x = 60208.27 m^4$$

$$M_x = 16036.10 \text{ t.m}$$

$$N = 9296.1 \text{ t}$$

$$S = 881.9 m^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 136.8 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 74 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = 105.4 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma} \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

Sens transversal :

$$\begin{aligned} Y_G &= 10.99 \text{ m} \\ I_y &= 75793.44 \text{ m}^4 \\ M_y &= 5416.2 \text{ t.m} \\ N &= 9296.1 \text{ t} \\ S &= 881.9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 78.53 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 97.55 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = 88.04 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma} \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

c) Vérification de la compression sous (G+Q+E)

Sens longitudinal

$$\begin{aligned} X_G &= 11.79 \text{ m} \\ I_x &= 60208.27 \text{ m}^4 \\ M_x &= 15040.55 \text{ t.m} \\ N &= 9296.1 \text{ t} \\ S &= 881.9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 134.86 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 75.95 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = 105.4 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma} \text{ condition vérifiée.} \end{cases}$$

Sens transversal

$$\begin{aligned} Y_G &= 10.99 \text{ m} \\ I_y &= 75793.44 \text{ m}^4 \\ M_y &= 4396.78 \text{ t.m} \\ N &= 9296.1 \text{ t} \\ S &= 881.9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Les valeurs des contraintes sont comme suit :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 111.78 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 99.03 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{moy} = 105.4 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma} \text{ condition vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion : la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

6) Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergé en eau douce.

Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

-Dans le sens de grande portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 \times M_x$; $M_{ty} = 0.75 \times M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 \times M_x$; $M_{ay} = 0.5 \times M_y$).

1/ Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

◆ ELU

$$S = 881.9 \text{ m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 120.59 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 120.59 \text{ KN/m}^2$$

◆ ELS

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 105.4 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 105.4 \text{ KN/m}^2$$

2/ Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau P2 et P4 :

1) Détermination des efforts

Les efforts a L'ELU $v = 0$.

L_x (M)	L_y (M)	L_x/L_y	SENS X				SENS Y			
			μ_x	M_x kN.m	M_{tx} kN.m	M_a kN.m	μ_y	M_y kN.m	M_{ty} kN.m	M_a kN.m
4.20	8.35	0.50	0.096	204.21	153.15	102.105	0.25	51.05	38.28	25.52

Tableau (VIII -3) : calcul des efforts à L'ELU.

Les efforts a L'ELS $v = 0.2$.

L_x (M)	L_y (M)	L_x/L_y	SENS X				SENS Y			
			μ_x	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_a (kN.m)	μ_y	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
4.20	8.35	0.50	0.100	185.92	139.44	92.96	0.343	63.77	47.82	31.88

Tableau (VIII-4) : calcul des efforts à L'ELS.

2) Calcul des armatures à L'ELU

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le ferrailage a L'ELU $v = 0$.

	SENS X		SENS Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (MN.m)	0.1021	0.1531	0.02552	0.03828
μ	0,0158	0,0237	0,0039	0,0059
Domaine	1	1	1	1
σ_s (MPa)	348	348	348	348
α	0,0199	0,0300	0,0049	0,0074
Z (m)	0,669	0,666	0,673	0,672
A_s (cm ² /ml)	4,38	6,59	1,08	1,63
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	8,15	8,15	8,15	8,15
choix	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
A_s Choix (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau (VIII-5) : Ferrailage du radier a L'ELU.

3) Détermination des armatures à L'ELS

Le ferrailage a L'ELS $\nu = 0.2$.

	SENS X		SENS Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser} (MN.m)	0.0929	0.1394	0.0318	0.0478
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.675	0.675	0.675	0.675
X	0.355	0.355	0.355	0.355
Z (m)	0.556	0.556	0.556	0.556
M_1	1.48	1.48	1.48	1.48
A_s (cm ² /ml)	8,28	12,43	2,83	4,26
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	8.15	8.15	8.15	8.15
choix	6HA14	10HA14	6HA14	6HA14
A_s Choix (cm ² /ml)	9,24	15.4	9.24	9.24
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau (VIII-6) : Ferrailage du radier a L'ELS.

b) Ferrailage transversal

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$$

$$V_u = q_u \times L / 2 = 25.32 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0.375 \text{ Mpa} < 3.26 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

7) Les vérifications

a) Condition de non fragilité

Pour une dalle travaillant dans les deux sens la condition de non fragilité est la suivante :

Sens y

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad \text{tel que} \quad A_y^{\min} = \rho_0(y) = 8 \cdot \text{épaisseur}$$

$$\text{pour } F_e = 400$$

Sens x

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad \text{tel que} \quad A_x^{\min} = \rho_0(y) \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

D'après les tableaux qui précèdent, on remarque que la condition est vérifiée.

b) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $\delta_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$
 $\delta_t \leq 22.5\text{cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

VIII-4) Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

1) Ferrailage de débord

$$b = 1\text{m}$$

$$h = 75\text{cm}$$

$$d = 67.5\text{cm}$$

$$L = 0.5\text{m}$$

$$q_u = 120.59 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 105.4 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$

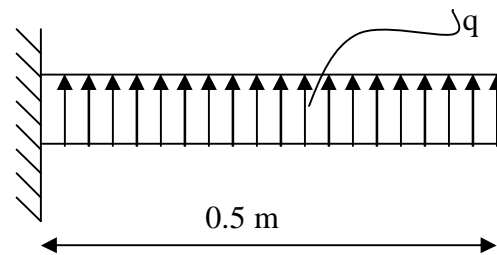


Figure (VIII.3) : poussée des terres sur le débord.

▪ **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 15.07 \text{ KN.m}$$

M_u (MN.m)	d (m)	μ	Z (M)	A_s (cm ²)
0.015	0.675	0.0023	0.667	1.115

Tableau (VIII-8) : Ferrailage du débord à L'ELU.

▪ **Calcul à l'ELS :**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 13.17 \text{ KN.m}$$

M_{ser}	D	X	Z	M_1	A_s
0.013	0.675	0.527	0.499	1.97	1.29

Tableau (VIII-9) : Ferrailage du débord à L'ELS.

2) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s \min} \quad \text{Tel que} \quad A_{s \min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 8.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{s \min}; A_{s \text{ ult}}; A_{s \text{ ser}}) = 8.15 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord : 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

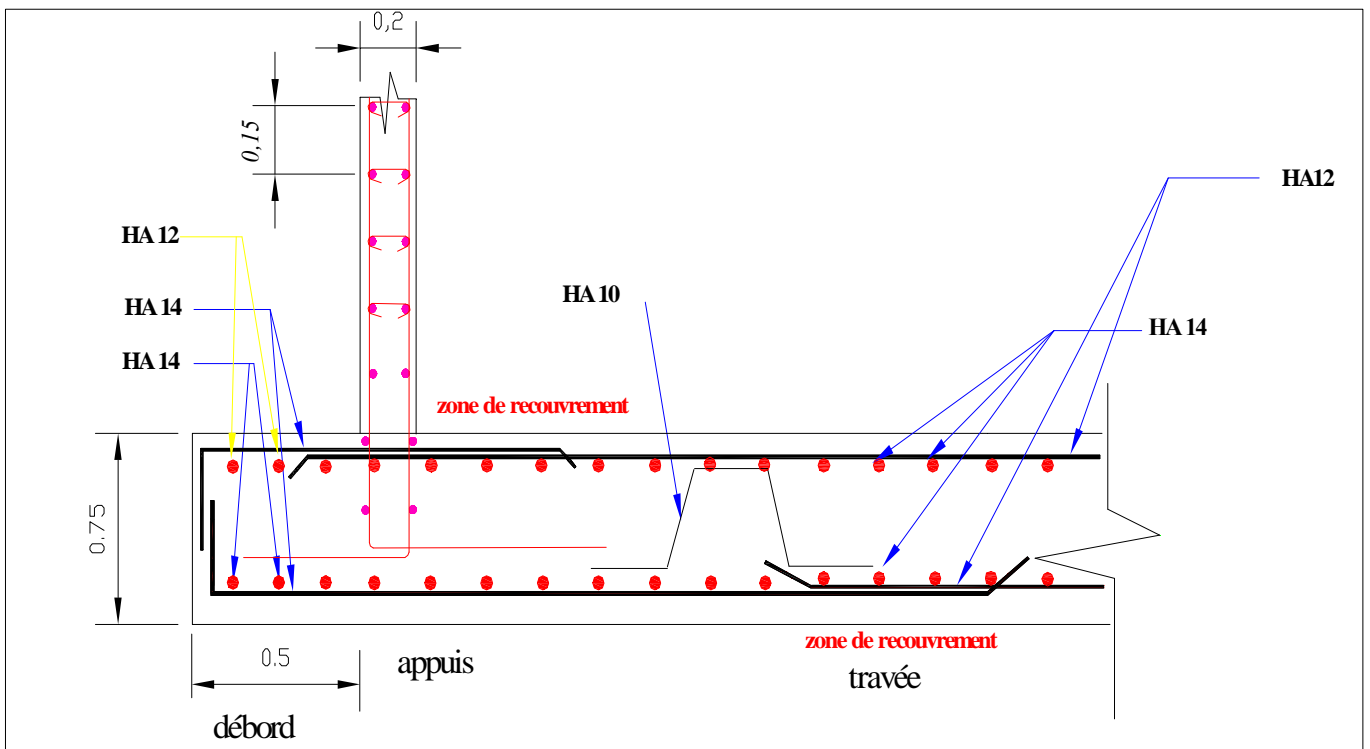


Figure (VIII.2.4) : Ferrailage du radier sens x.

Conclusion

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en voiles en béton armé et d'appliquée les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (ETABS, A-CAD.....etc) d'autre part.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'**ENTP**.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérienne.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **RNV99** : règles neige et vent

Livres :

- Précis de calcul béton armé..... H.RENAUD.
- Calcul des structures en béton armé.....BELAZOUGUI.
- Traité de béton armé 3.....GUERRAI.
- Traité de béton armé 6.....GUERRIN.
- Construire parasismique.....MILAN ZACEK.

Cours :

- Béton armé.....ENTP.
- Dynamique des structures.....ENTP.
- Cours de bâtimentENTP.
- Résistance des matériaux.....ENTP.
- Génie sismique.....ENTP.

Logiciels :

- ETABS V9.0.7.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2006.....Dessin
- EXCEL 2003.....Calcul.
- WORD 2003.....Traitement du texte