

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider-Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : de Génie civil et
Hydraulique



جامعة محمد خيضر
بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري

Mémoire de Master
2^{ème} année

Option : structure

**CONCEPTION ET CALCUL D'UN BÂTIMENT SS+R+17 TYPE
DALLE-VOILE**

Etudiante: Encadreur:

HamdiMahdi.M.zatarabdallah

Mohamed yaakoub

PROMOTION JUIN 2019.

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **Mohamed Yaakoub** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Je tenais à exprimer particulièrement mon vif remerciements à tous ceux qui apporté leur aide et soutient notamment **Boudiaf abdallah , boudjlelamir SADKI KHALED SADKI SOFIEN MALIKA ET TOUT LES AMIS**

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Table des matières

Chapitre I : Généralité

I	Introduction:.....	3
II	Présentation de l'ouvrage:.....	3
III	Caractéristiques géométriques de la structure:.....	4
III.1	Dimension en élévation:.....	4
III.2	Dimension en plan:.....	4
III.3	Conception de la structure:.....	4
III.3.1	Ossature.....	4
III.3.2	Plancher.....	5
III.3.3	Dalle pleine:.....	5
III.3.4	Les balcons sont Balcons:.....	5
III.3.5	Les voiles:.....	5
III.3.6	Escalier:.....	5
III.3.7	Maçonnerie:.....	5
III.3.8	Revêtement :.....	6
III.3.8.1	Terrasse.....	6
III.3.9	Étage courant.....	6
III.3.10	Murs extérieurs (double paroi).....	6
III.3.11	La terrasse :.....	6
III.3.12	L'acrotère :.....	6
III.3.13	Infrastructure:.....	7
III.3.14	État limite de service (ELS):.....	7

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

I	Introduction:.....	9
II	Prédimensionnement du Plancher:.....	9
II.1	Condition de résistance au feu.....	9
II.2	Isolation phonique.....	9
II.3	Limitation de flèche.....	9
III	Prédimensionnement des voiles.....	9
III.1	Vérification des conditions.....	10
IV	Évaluation des charges.....	10
IV.1	Plancher-terrasse.....	10
IV.2	Plancher étage courant.....	11
IV.3	Balcon.....	12
IV.4	Cloisons extérieures (doubles cloisons).....	12

Chapitre III : Étude du plancher

I	Étude de la dalle pleine:.....	14
I.1	Introduction :.....	14
I.2	Combinaisons des charges et surcharges:.....	14
I.3	Évaluation des moments appliqués sur la dalle:.....	14
I.3.1	Calcul des moments isostatique.....	14
I.3.2	Le moment total applique sur la dalle.....	15
I.4	Détermination de ferrailage:.....	16
I.4.1	Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures.....	16
I.4.2	Calcul des moments isostatique.....	17

I.4.3	Le moment total applique sur la dalle.....	17
I.4.4	Vérification des contraintes:.....	18
I.4.5	Vérification au poinçonnement:.....	21
II	Balcon:.....	23
II.1	Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants:.....	23
II.2	Calcul de ferrailage:.....	24
II.2.1	Conditions de non-fragilité:.....	24
II.2.2	Armature de répartition.....	24
II.2.3	Vérification au cisaillement:.....	25
II.2.4	Vérification de la flèche.....	25
III	Calcul des bandes noyées.....	27
III.1	Ferrailages des bandes noyées.....	27
III.1.1	Armatures longitudinales:.....	27
III.1.2	Armatures transversales.....	27
Chapitre IV : Étude des éléments secondaires		
I	Escalier.....	30
I.1	Introduction.....	30
I.2	Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire.....	31
I.2.1	Hauteur et largeur des marches h et g.....	31
I.2.2	La longueur de la ligne de foulée.....	32
I.2.3	L'angle de l'inclinaison de la paillasse.....	32
I.2.4	La longueur de la paillasse.....	32
I.2.5	Épaisseur de la paillasse et le palier de repos.....	32
I.2.6	Calcul des escaliers:.....	32
I.2.6.1	Descente de charge Volée.....	33
I.2.6.1.2	Palier.....	33
I.2.6.2	Calcul à l'ELU:.....	34
I.2.6.3	Calcul à l'ELS.....	36
I.2.6.4	calcul de ferrailage.....	38
I.2.6.4.1	ELU.....	38
I.2.6.4.1.1	Entravée.....	38
I.2.6.4.1.2	En appuis.....	39
I.2.6.4.2	ELS:.....	39
I.2.6.4.2.1	Vérification des contraintes :.....	39
I.2.6.4.2.1.1	En travée:.....	39
I.2.6.4.2.1.2	En appuis:.....	40
I.2.6.4.2.2	Vérification des efforts tranchants.....	40
II	Acrotère.....	43
II.1	Évaluation des charges de calcul.....	43
II.2	Calcul du ferrailage.....	44
II.2.1	La force horizontale due à la force deséisme.....	44
II.2.2	Évaluation des sollicitations.....	44
I.2.3	Calcul du ferrailage à l'ELU.....	45

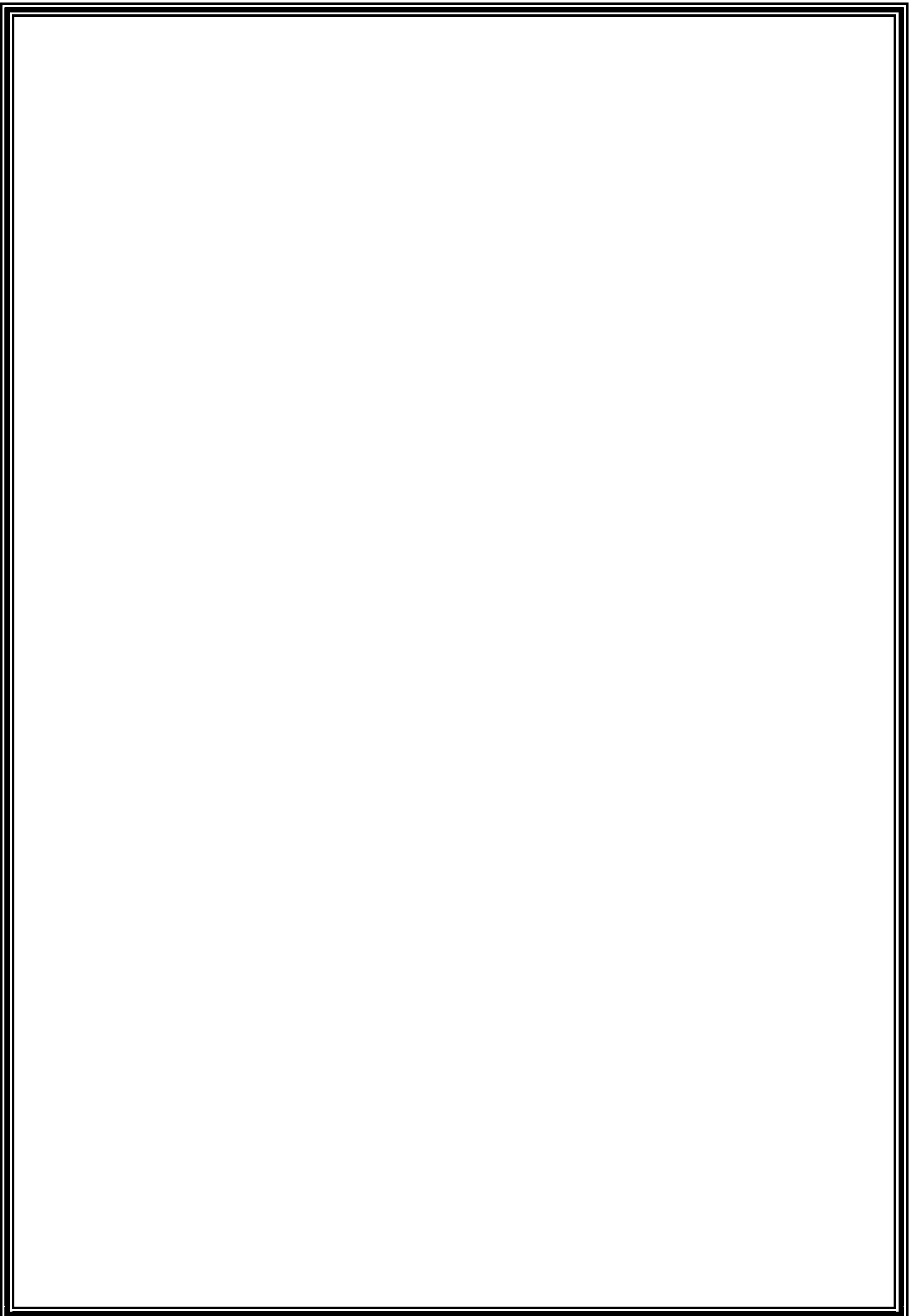
II.2.4	Calcul du ferrailage à l'ELS.....	46
II.2.5	Vérification au cisaillement.....	47
Chapitre V : Étude sismique		
I	Introduction:.....	49
II	Méthodes de calcul sismique:.....	49
IV.2.1	Spectre de réponse de calcul.....	51
III	Présentation du programme Robot.....	52
IV	Combinaisons d'actions.....	53
V	Description générale du projet.....	54
VI	Choix des dispositions de voiles:.....	54
I	Conclusion.....	66
Chapitre VI : ferrailage des éléments structuraux		
VI.4	Ferrailage des voiles :.....	69
VI.4.1	Introduction :.....	69
VI.4.2	Types d'armatures :.....	69
VI.4.2.1	Armatures verticales :.....	69
VI.4.2.2	Aciers horizontaux.....	69
VI.4.2.3	Règles communes :.....	69
VI.4.2.3	Armatures transversales :.....	70
VI.4.3	Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :.....	70
VI.4.4	Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :.....	70
VI.4.5	: Calcul de la section des armatures :.....	71
VI.4.5.1	: Armatures verticales :.....	71
VI.4.5.2	: Armature verticale minimale :.....	75
VI.4.5.4	: L'espacement:.....	76
VI.4.6	: Vérification des voiles à l'Effort tranchant:.....	77
VI.4.7	: Armatures horizontales :.....	77
VI.4.7.1	: Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3.....	77
VI.4.7.2	: Les Armatures Transversal :.....	77
VI.4.7.3	: Vérification de contrainte de compression.....	78
VI.4.8	: Ferrailage des voiles :.....	78
VI.4.5.4	: L'espacement.....	80
VI.4.6	: Vérification des voiles à l'Effort tranchant:.....	80
VI.4.7	: Armatures horizontales :.....	80
VI.4.7.1	: Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3.....	80
VI.4.7.2	: Les Armatures Transversal :.....	81
VI.4.7.3	: Vérification de contrainte de compression.....	81
VI.4.8	: Ferrailage des voiles.....	81
VI.4.5.4	: L'espacement:.....	82
VI.4.6	: Vérification des voiles à l'Effort tranchant:.....	82
VI.4.7	: Armatures horizontales :.....	82
VI.4.7.1	: Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3.....	82
VI.4.7.2	: Les Armatures Transversal :.....	83
VI.4.7.3	: Vérification de contrainte de compression.....	83
VI.4.8	: Ferrailage des voiles.....	83

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :.....	87
VII.1.2.Définition :.....	87
VII.1.3.Le choix de type de fondation:.....	87
VII.1.3.Combinaison d'action :.....	88
VII.1.3.Calcul des fondations :.....	88
VII.1.4.Pré dimensionnement du radier :.....	89
VII.1.5.Vérification de la surface du radier :.....	90
VII.1.6.Calcul de débordement D:.....	91
VII.1.7.Ferraillage du radier :.....	93
VII.1.8.Vérification au cisaillement.....	97
VII.1.9.Etude du débord du radier :.....	97


Chapitre VIII : Etude de vent


I Etude de vent :.....	101
I.1 Introduction :.....	101
I.2 Données relatives au site.....	101
I.3 Calcul :.....	101
I.3 Pression dynamique de pointe :.....	101
I.5 Les valeurs des pressions qui sont données dans le tableau suivant :.....	106
I.6 Direction du vent V2 :.....	110
I.7 Les valeurs des pressions qui sont données dans le tableau suivant :.....	112





BIBLIOGRAPHIE


Les règlements :



-  **RPA99/Version2003** : Règlement Parasismique Algérien.

-  **BAEL91** : Béton Armé Aux Etats Limites.


-  **BAEL83** : Béton Armé Aux Etats Limites.

-  **C.B.A93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

-  **D.T.R.B.C .2.2**: Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

-  **DTR Neige et Vent 99**
-  **RNV99 Cartes neige+vent**

Livre:

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)

Logiciels :

- ROBOT 2014

- AUTOCAD 2015

- WORD+Excel 2007

INTRODUCTION GÉNÉRALE

-Notre formation de master étant achevée, dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments.

-Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone de faible sismicité (Zone I), comportant un RDC et 15 étages, contreventés par des voiles porteurs.

-Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

-Dans la première partie, nous présenterons d'abord notre ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au prédimensionnement des éléments ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges. Enfin, nous calculerons les ferraillements des différents éléments non structuraux.

-La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (SAP 2000), puis nous achèverons cette partie par le calcul du ferraillement.

-Et enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure et l'étude managériale et économique de notre bâtiment en nous basant sur les résultats des précédentes parties.

CHAPITRE I

Généralité

I Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

II Présentation de l'ouvrage:

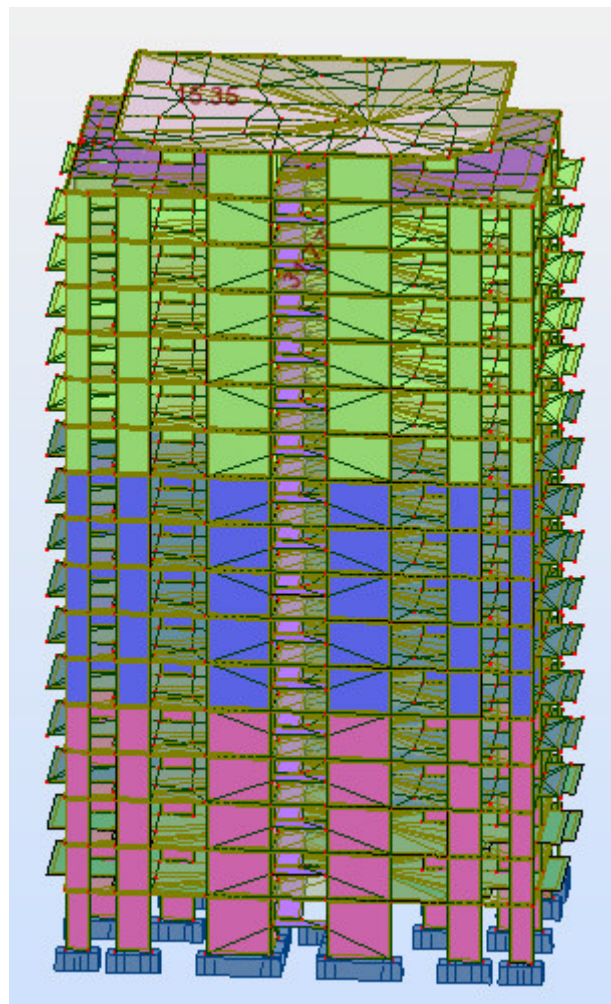


Figure I.1:vue en plan

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+17) à usage d'habitation constitué de :

- Un rez-de-chaussée(RDC).
- Du 1er au 17ème étage à usage d'habitation. Chaque niveau contient quatre appartements F4.

Le bâtiment sera implanté wilaya de ANNABA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

III Caractéristiques géométriques de la structure:

III.1 Dimension en élévation:

- ✓ Hauteur de RDC (usage commercial) H= 4.08m
- ✓ 1er étage jusqu'à 17ème étage H = 3.23m.
- ✓ Hauteur totale de bâtiment son acrotère H = 55.98m.
- ✓ Hauteur totale de bâtiment avec acrotère H = 56.58m.

III.2 Dimension en plan:

La structure présente une forme régulière.

- ✓ La longueur totale en plan : 30.7m
- ✓ La largeur totale en plan : 18.8m

Le sol d'assise de la construction est un sol rocheux

La contrainte admissible du sol est $\delta_{sol} = 2 \text{ bars}$.

III.3 Conception de la structure:

III.3.1 Ossature

Il y a deux solutions pour les bâtiments en B.A.

- Solution poteaux poutres (traditionnelle).
- Solution voiles dalles pleines (coffrage tunnel). \Rightarrow Notre cas.

III.3.2 Plancher

III.3.3 Dalle pleine:

Largement utilisée dans le domaine de la construction, une dalle pleine est une structure horizontale porteuse en béton armé continue sans nervures.

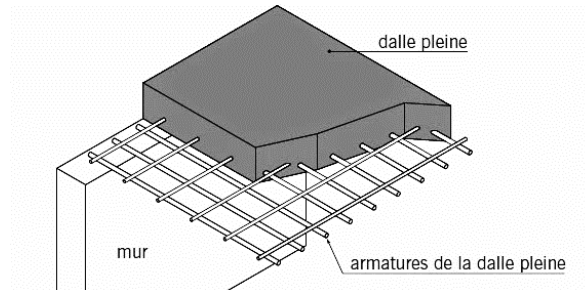


Figure I.2: Dalle pleine

III.3.4 Les balcons sont Balcons:

Réalisés en dalle pleine.

III.3.5 Les voiles:

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulé sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

III.3.6 Escalier:

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

III.3.7 Maçonnerie:

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisées en briques d'épaisseur de 10 cm.

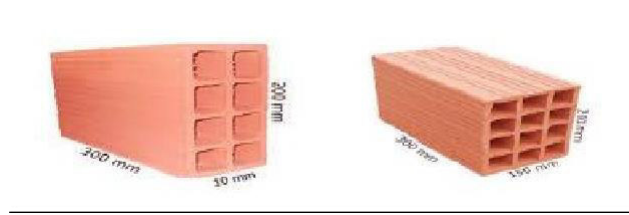


Figure I.3: Brique utilisée.

III.3.8 Revêtement :

III.3.8.1 Terrasse

- ✓ Protection gravillon.
- ✓ Forme de pente.
- ✓ Étanchéité multicouche.
- ✓ Isolation en liège.
- ✓ Enduit en plâtre.

III.3.9 Etage courant

Carrelage.

Mortier de pose.

Couche de sable.

Enduit en plâtre.

III.3.10 Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

III.3.11 La terrasse :

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

III.3.12 L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher-terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps.

III.3.13 Infrastructure:

L'infrastructure sera réalisée en béton armé en assurant :

- ✓ Transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- ✓ Limitation des tassements différentiels.
- ✓ Encastrement de la structure dans le sol.

Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version2003.
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié 99.

Tableau I.1: variation de θ en fonction du temps

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h \leq Durée \leq 24h
0.85	< 1h

III.3.14 État limite de service (ELS):

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments structuraux

I Introduction:

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du CBA93, BAEL91 et RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

II Prédimensionnement du Plancher:

Le plancher est une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre les différents niveaux consécutifs. Ses principales fonctions se résument essentiellement en termes de :

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, un seul type de plancher va être utilisé : c'est une dalle pleine. L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur, on vérifiera les conditions ci-après.

II.1 Condition de résistance au feu

- ✓ $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

II.2 Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 13 cm.

II.3 Limitation de flèche

- $Sip=lx/ly < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement.
 $e=(l_x/30 \text{ et } l_x/40)$
- $Sip=lx/ly > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on prédimensionne les planchers. $e=(l_x/40 \text{ et } l_x/50)$

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui est la dimension suivante :

$L_y = 7.9$ m et $L_x = 6.55$ m

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6.55}{7.90} = 0.829 > 0.4$$

Donc la dalle porte suivant les 2 directions x et y, tel que L_x et L_y sont les dimensions du plus grand panneau :

On va utiliser la deuxième formule, car la travée étudiée est une travée de rive.

$$e \geq \frac{6.55}{45} \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm}$$

Donc: on prend $e = 18 \text{ cm}$

III Prédimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé sera fait selon l'article

7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le RPA99/2003 article 7.7.1 un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition ($L \geq 4 a$) sinon cet élément est considéré comme un élément linéaire.

Avec :

- L : portée du voile.
- a : épaisseur du voile.

Selon ce même article, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étages h_e et des conditions de rigidité aux extrémités et l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm

Selon RPA99V2003, notre bâtiment appartient à la zone IIa (Annaba)

- { Nombre d'étages ≥ 5 étages
- La hauteur totale $\geq 17m$

⇒ Donc notre projet répond à ces conditions

III.1 Vérification des conditions

$L \geq 4 a$

L : Longueur du voile a : épaisseur du voile $a \geq h_e/20$

h_e : Hauteur d'étage 4.08 m

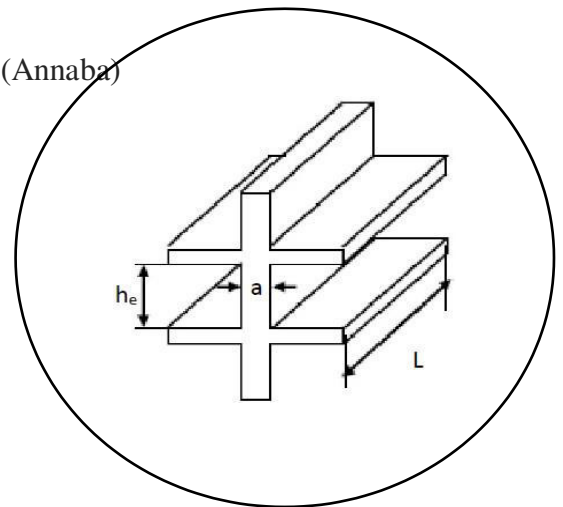


Figure II.1 Coupe de voile

$h_e = 4.08 \text{ m} \rightarrow a \geq 4.08/20 = 0.195 \text{ m}$

Donc on prend : **a = 20 cm**

$L \geq 4 \times a \Leftrightarrow L \geq 80 \text{ cm}$

Tous les voiles dans notre projet présentent une longueur supérieure ou égale à 80 cm.

IV Évaluation des charges

IV.1 Plancher-terrasse

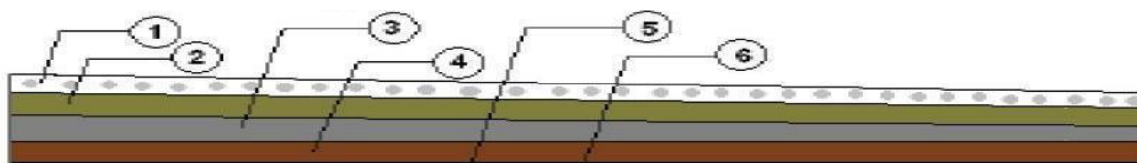


Figure II.2: Détail du plancher-terrasse

Tableau II.1: Charge permanente et d'exploitation du plancher-terrasse

N°	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Protection en gravillons	5	1
2	Étanchéité multicouche	2	0.12
3	Forme de pente	8	1,76
4	Isolation en liège	4	0.16
5	Dalle pleine	18	4,5
6	Enduit de plâtre	1.5	0.30
Charge permanente			7.84
Charge d'exploitation			1

IV.2 Plancher étage courant

Tableau II.2: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant.

N0	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	7	0.126
4	Dalle pleine	18	4,5
5	Enduit de plâtre	1.5	0.15
6	Cloisons intérieures	10	1
Charge permanente			6,576
Charge d'exploitation			1.5

IV.3 Balcon

Tableau II.3: Charge permanente et d'exploitation de balcon.

N°	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	7	0.126
4	Dalle pleine	18	4,5
5	Enduit de mortier	1.5	0.15
Charge permanente			5,57
Charge d'exploitation			3.5

IV.4 Cloisons extérieures (doubles cloisons)

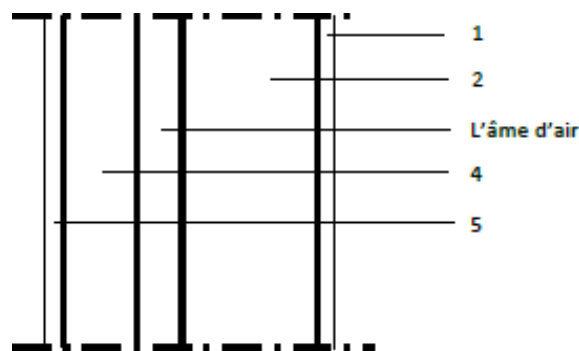


Figure II.3: Élément constituant les murs extérieurs

Tableau II.4: Charges permanentes de cloisons extérieures

N°	Couche	Épaisseur (cm)	G [kN/m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	1.5	0.27
2	Brique creuse	15	1.35
3	Brique creuse	10	0.9
4	Enduit intérieur (plâtre)	1.5	0.28
Charge permanente			2.8

CHAPITRE III

Étude du plancher

I Étude de la dalle pleine:

I.1 Introduction :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :

G : la charge permanente $\Rightarrow G=7.84\text{KN/m}^2$

Q : la charge d'exploitation $\Rightarrow Q=1\text{ KN/m}^2$

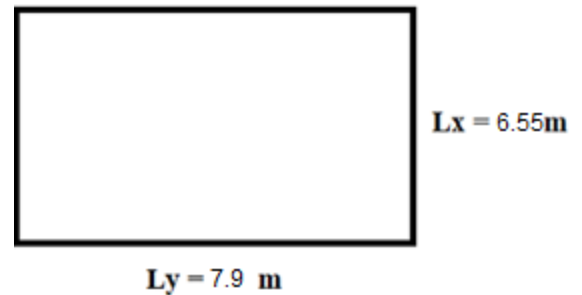


Figure III.1: Schéma statique de la dalle

I.2 Combinaisons des charges et surcharges:

✓ ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,08\text{ KN/m}^2$$

✓ ELS :

$$q_s = G + Q = 8,84\text{ KN/m}^2$$

I.3 Évaluation des moments appliqués sur la dalle:

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.55}{7.9} = 0.829 > \quad \Rightarrow \quad 0.4 \text{ Dalle portante dans les deux sens}$$

I.3.1 Calcul des moments isostatique

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.829$$

✓ ELU:

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau

$$\mu_x = 0.054$$

$$\mu_y = 0.64$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.054 \times 12,08 \times 6.55^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.64 \times 27.99 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 27.99 \text{ KN.m} \\ M_y = 17.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

I.3.2 Le moment total appliqué sur la dalle.

✓ Moment entravée:

$$M_{tx} = 0,85 M_x \quad \Rightarrow \quad M_{tx} = 23,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \quad \Rightarrow \quad M_{ty} = 15,22 \text{ KN.m}$$

✓ Moment en appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad \Rightarrow \quad M_a = 13.99 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des conditions de BAEL91:

Suivant x-x

$$\begin{cases} M_d = 0.5 M_x = 11,90 \text{ KN.m} \\ M_g = 0.3 M_x = 7,14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tx} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_x = 23.79 + 9.52 > 1.25 \times 27.99 \Rightarrow 33.31 > 34.99 \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc: $M_{tx} = 0.9 M_x = 25.19 \text{ KN.M}$

$$M_{ax} = 13.99 \text{ KN.M}$$

$$25.19 + 9.52 = 34.71 < 34.99 \Rightarrow \text{CV}$$

On augmente autre fois le moment on travée, on obtient:

$$M_{tx} = 0.95 M_x = 26.59 \text{ KN.m}$$

$$26.59 + 9.52 = 36.11 > 34.99 \Rightarrow \text{CV}$$

Suivant y-y

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_y = 8.96 \text{ KN.M} \\ M_g = 0,3 M_y = 5.37 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$M_{ty} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_y = 15,22 + 7.17 > 1.25 \times 17.91 \Rightarrow 22.39 > 22.38 \Rightarrow \text{CV}$$

I.4 Détermination de ferrailage:

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu_t = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.154$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t}{z\sigma_s} = \frac{26.59 \times 10^{-3}}{0.154 \times 348} = 4.96 \text{ cm}^2$$

Choix: 5T12 = 5.65 cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.1: Résultats des calculs à ELU.

ELU	M _t KN.M	M _a KN .M	A _{t.calculé} cm ² /ml	A _{a.calculé} cm ² /ml	A _{t.adopté} cm ² /ml	A _{a.adopté} cm ² /ml
Sens x	26.59	19.13	4.96	2.61	5T12=5.65	3T12=2.36
Sens y	22.39	19.13	4.18	2.61	5T12=4.56	3T12=2.36

I.4.1 Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultantes peuvent être énoncées comme suit:

BAEL91 (Article B.7.4)

ρ₀: Le taux des armatures défini de la façon suivante :

- 0.0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E235)
- 0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6mm

0.0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6mm

Le type d'acier utilisé dans notre projet, c'est Haute Adhérence FeE400

Donc on prend ρ₀ = 0.0008

ρ > 0.4 : Donc

$$A_{xmin} = \rho_0 \times \frac{(3-a)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \times \frac{(3-0.095)}{2} \times 1 \times 0.18 = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 1 \times 0.18 = 1.44 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.1.1)}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2.2)}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{et} \quad V_{uy} = q_u \cdot \frac{L_x}{3}$$

$$V_{ux} = \frac{12,08 \times 6,55 \times 7,90}{6,55 + 2 \times 7,90} = 27,97 \quad \text{et} \quad V_{uy} = 12,08 \times \frac{6,55}{3} = 26,37$$

$$V_{ux} = 27,97 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 26,37 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{max} = 27,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,97 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0,17$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Espacement des barres:

La fissuration est préjudiciable:

Pour les As parallèles à Lx

$$\text{Sens x: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Pour les As parallèles à Ly

$$\text{Sens y: } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

I.4.2 Calcul des moments isostatique

ELS

$$\mu_x = 0,054$$

$$\mu_y = 0,64$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,054 \times 8,84 \times 6,55^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,64 \times 19,25 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 20,17 \text{ KN.m} \\ M_y = 12,90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

I.4.3 Le moment total applique sur la dalle.

Moment entravée:

$$M_{tx} = 0,85 M_x \Rightarrow$$

$$M_{tx} = 17,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y \Rightarrow$$

$$M_{ty} = 10,97 \text{ KN.m}$$

Moment en appui:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \Rightarrow M_a = 10.085 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL

suivant x-x

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_x = 8.57 \text{ KN.M} \\ M_g = 0,3 M_x = 5.14 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$M_{tx} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_x = 17.14 + 6.86 > 1.25 \times 20.17 \Rightarrow 23.99 > 25.23 \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc:

$$M_{tx} = 0,95 M_x = 19.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 10.085 \text{ KN.m}$$

$$19.16 + 6.86 = 26.02 > 25.23 \Rightarrow \text{CV}$$

Suivant y-y

$$\begin{cases} M_d = 0,5 M_y = 6.45 \text{ KN.M} \\ M_g = 0,3 M_y = 3.87 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$M_{ty} + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_y = 10.97 + 5.16 > 1.25 \times 12.90 \Rightarrow 16.13 > 16.13 \Rightarrow \text{CNV}$$

Donc:

$$M_{ty} = 0,9 M_y = 11.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 10.085 \text{ KN.m}$$

$$11.61 + 5.16 = 16.77 > 16.13 \Rightarrow \text{CV}$$

Tableau IV.2: Résultats des calculs à ELS.

ELS	M_t (KN.M)	(KN .m)
Sens x	19.16	10.085
Sens y	11.61	10.085

I.4.4 Vérification des contraintes:

Entravée:

Sens x-x

$$M_{tx} = 19.16 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{b x^2}{2} - \eta \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$\begin{cases} 50x^2 - 15 \times 3.58 \times (16 - x) = 0 \\ 50x^2 + 53.7x - 859.2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} x_1 = 3.64 \text{ cm} \\ x_2 = -4.72 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Calcul moment d'inertie

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

$$I = \frac{100 \times 3.64^3}{3} + 15 \times 4.56 (16 - x)^2 = 12057.05 \text{ cm}^4$$

▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{19.16 \times 10^{-3} \times 4.52 \times 10^{-2}}{12057.05 \times 10^{-8}} = 7.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = 15 \frac{19.16 \times 10^{-3} \times (0.16 - 4.52 \times 10^{-2})}{12057.05 \times 10^{-8}} = 273.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \sqrt{n f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} < \sigma_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

sens y-y

$$M_{ty} = 11.61 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$3T10 = 2.36$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s (d - x)$$

$$50x^2 - 15 \times 2.36 \times (16 - x) = 0$$

$$50x^2 + 35.4x - 566.4 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 3.03 \text{ cm} \\ x_2 = -3.74 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.03^3}{3} + 15 \times 2.36 (16 - 3.03)^2 = 8143.38 \text{ cm}^4$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{11.61 \times 10^{-3} \times 3.03 \times 10^{-2}}{8143.38 \times 10^{-8}} = 4.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \times 11.61 \times 10^{-3} \times (0.16 - 3.03 \times 10^{-2})}{8143.38 \times 10^{-8}} = 277.37 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \quad \text{C.V} \quad \Rightarrow$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

En appuis:

Les deux sens

$$M_a = 7.035 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre(x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 3.14 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 47.1x - 847.8 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 3.67 \text{ cm} \\ x_2 = -4.61 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 3.67^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (18 - 3.67)^2 = 11320 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{s,x}}{I} = \frac{7.035 \times 10^{-3} \times 3.67 \times 10^{-2}}{15375 \times 10^{-8}} = 2.28 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \Rightarrow$ C.V

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \times 7.035 \times 10^{-3} \times (0.18 - 3.67 \times 10^{-2})}{15375 \times 10^{-8}} = 133.6 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé à ELU convient à l'ELS

I.4.5 Vérification au poinçonnement:

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.5.2, 42)}$$

Avec:

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (180 + 190) = 740 \text{ cm}$$

$$u = L_0 + h = 2.5 + 0.2 = 2.70 \text{ m}$$

$$v = e + h = 0.2 + 0.2 = 0.40 \text{ m}$$

$$U_c = 2 \times (2.70 + 0.40) = 6.20 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0.045 \times 6.20 \times 0.20 \times \frac{25000}{1.50}$$

$$q_u = 27.79 \text{ KN} \leq 930 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

Avec:

L_0 : Longueur du voile

e :

Épaisseur du

voile

h :

Épaisseur de

la dalle

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

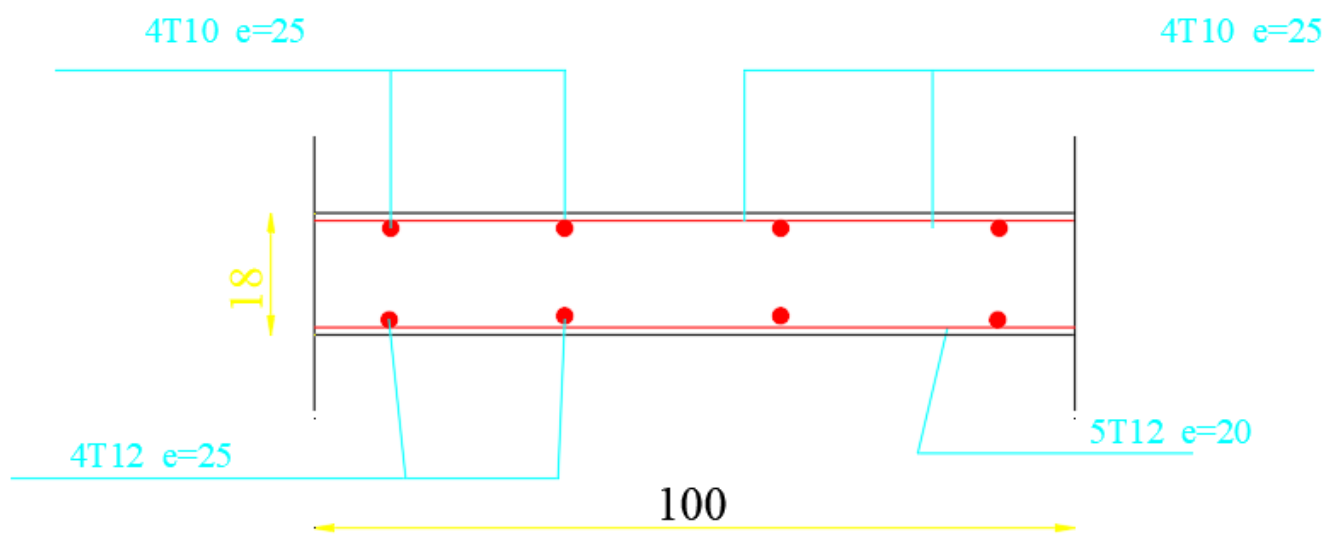


Figure III.2: COUPE DE FERRAILLAGE DALLE PLEIN

II Balcon:

On a un type de balcon, considéré comme console encastree, on adopte une épaisseur de 20 cm.



Figure III.3: Schéma statique d'un console

Poids propre: $G = 5,57 \text{ KN/ml}$

Surcharge: $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

La charge des murs (force concentrée):

$$P = G_{mur15} \times h_{mur15} \times 1 \Rightarrow 1.5 \times 1.1 \times 1 = 1.65$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.77 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times p = 2.23 \text{ KN}$$

$$P_s = p = 1.65 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 9.07 \text{ KN/ml}$$

II.1 Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants:

ELU:

$$M(x) \begin{cases} M(x) = -(p_u x + q_u \frac{x^2}{2}) \Rightarrow M(0) = 0 \\ M(1.5) = -17.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -P_u - q_u x \\ T(x) = -2.23 - 12.77x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -2.23 \text{ KN} \\ T(1.5) = -21.39 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M(x) = -P_s x - q_s \frac{x^2}{2} \\ M(x) = -1.65x - 9.07 \frac{x^2}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = -12.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T(x) = -p_s - q_s x \\ T(x) = -1.65 - 9.07x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -1.65 \text{ KN} \\ T(1.5) = -11.96 \text{ KN} \end{cases}$$

II.2 Calcul de ferrailage:

ELU:

Section rectangulaire (100×18) cm²

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{0.01771}{1,00 \cdot (0.18)^2 \cdot 14,7} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow SA$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.52$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0.16$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 3,07 \text{ cm}^2$$

On choisit: **4T12 = 4.52 cm²/ml**

II.2.1 Conditions de non-fragilité:

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{400} = 2.42$$

$$4.52 \text{ cm}^2 > 2.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$$

II.2.2 Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ on choisit 4T10}$$

ELS:

$$M_s = 10.42 \text{ KN. m}$$

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre(x)

$$\frac{bx^2}{2} n \cdot A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 4,52 \times (18 - x) = 0$$

$$50x^2 + 67.8x - 1220.4 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 4,31 \text{ cm} \\ x_2 = -5.66 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4,31^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (18 - 4,31)^2 = 15375,57 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{10,42 \times 10^{-3} \times 431 \times 10^{-2}}{15375,57 \times 10^{-8}} = 2,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 10,42 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0431)}{15375 \times 10^3} = 139,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc le ferrailage calculé en ELU convient à l'ELS

II.2.3 Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{U\text{Max}}}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0,021.39}{1 \times 0,18} = 0,114$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 0,33$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

II.2.4 Vérification de la flèche

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{1,5} = 0,133 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\checkmark \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2 \times 10^{-4}}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{1 \times 0,18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0025 \leq 0,0105 \Rightarrow \text{CV}$$

BAEL91 (A

6.5.2)

Tableau
III.3: Ferrailage
des balcons.

Mumax (KN.M)	Ferrailage	Armatures de répartition
17.71	4T12	4T10

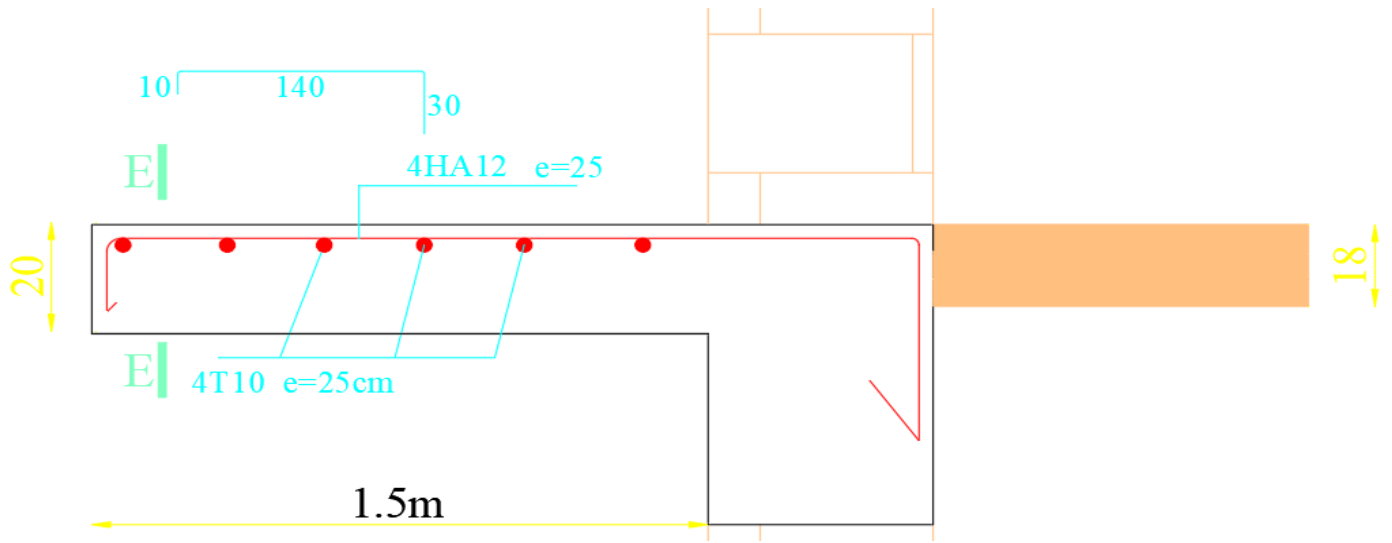


Figure III .4 Ferrailage des balcons

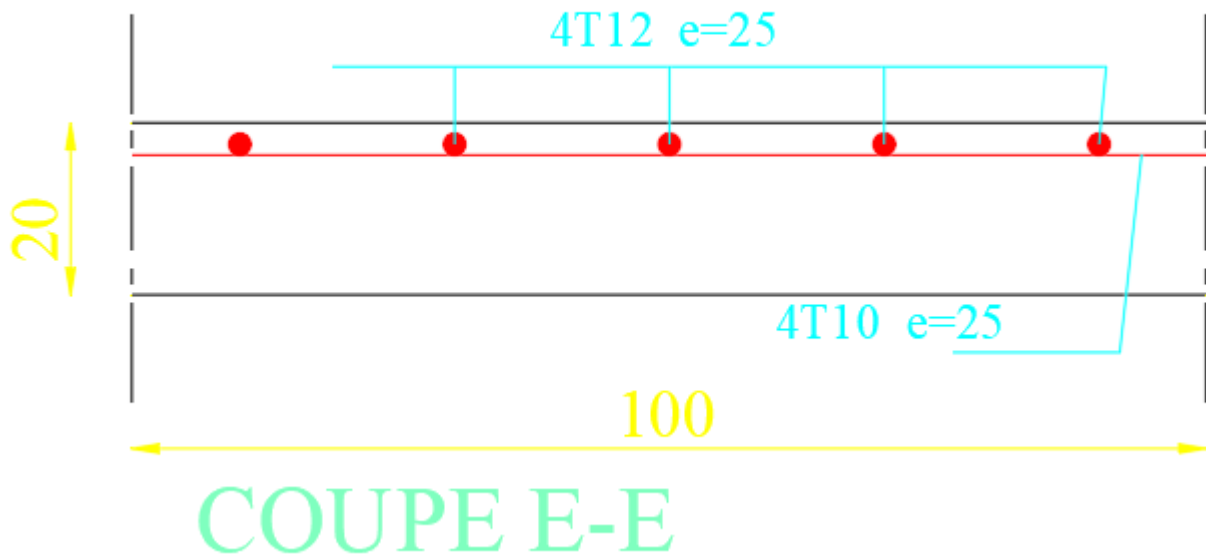


Figure III .5 Coupe de ferrailage

III Calcul des bandes noyées

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs. **RPA99(A.7.5.1)**

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 30 cm.

III.1 Ferrailages des bandes noyées

III.1.1 Armatures longitudinales:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

-la longueur minimale de recouvrement est de: 40Φ en zone I.

$$A_v \geq 0.5\% b \times h = 0.5\%(20 \times 30) = 3 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_v = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{choisit} = 6T12$

III.1.2 Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10} \Phi_l\right) = \min(0,57; 3; 120)$$

$$\Rightarrow \Phi_t = \Phi 6$$

RPA99V2003: espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{-Zone nodale: } S_t \leq \min(h/4 ; 12 \Phi_{min} ; 30\text{cm})$$

$$\text{-Zone courante: } S'_t \leq h/2$$

Φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

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

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{min}; 30cm\right) = 5cm \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$S't \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow S't = 10cm$$

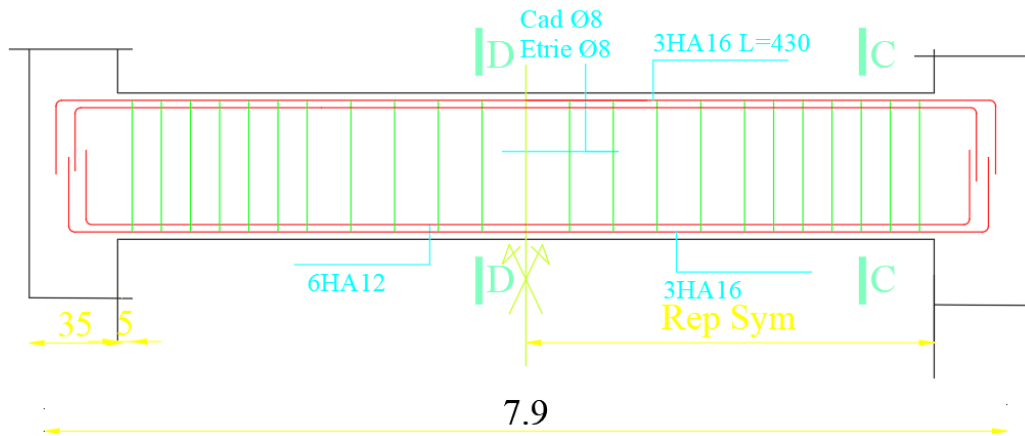
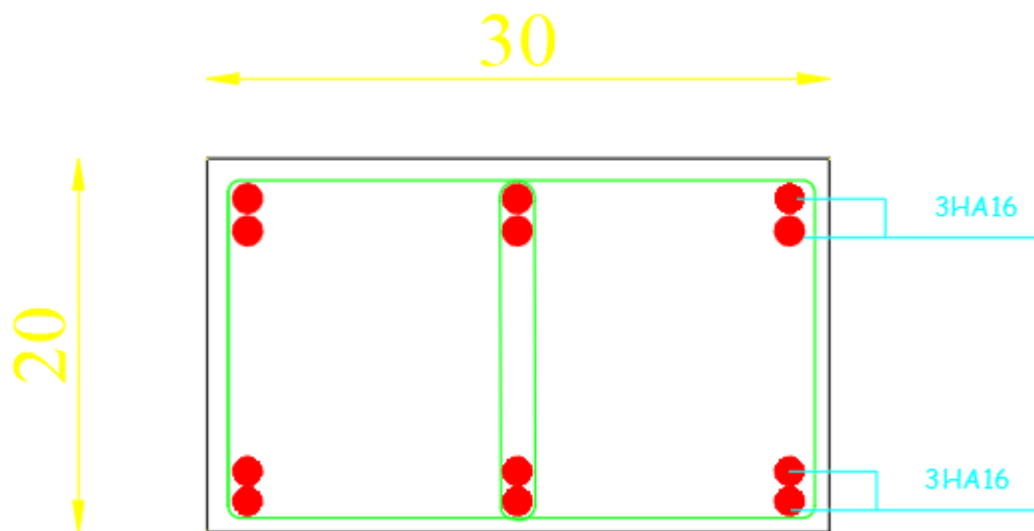


FIGURE III.6 Ferrillages des bandes noyées



COUPE A-A

CHAPITRE IV

Étude des éléments secondaires

I Escalier

I.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie verticale est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

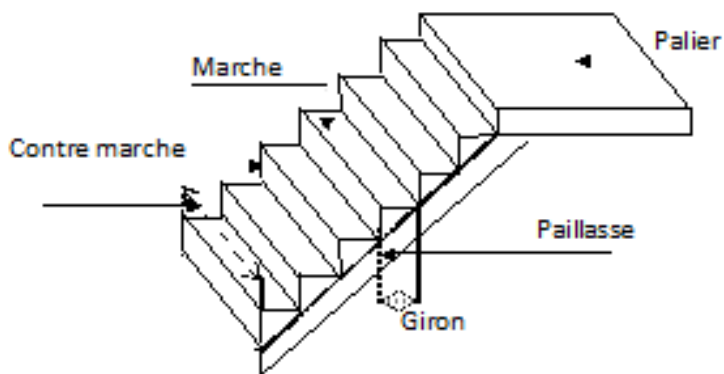


Figure IV.1: schéma d'escalier.

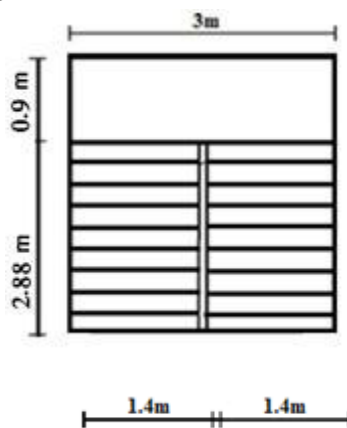


Figure VI.2: Vue en plan d'escalier.

I.2 Études des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

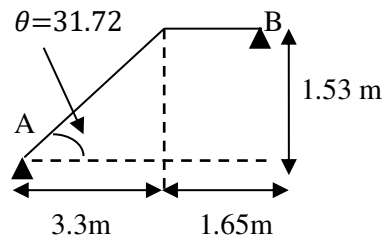


Figure VI.3: Schéma statique

I.2.1 Hauteur et largeur des marches h et g

Soit:

h: hauteur de contre marche, H: hauteur

d'un demi-étage, g: largeur de la
marche,

n: nombre de contre marches, n-1:

nombre de marches,

L: projection horizontale de la longueur totale de la volée.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier : escalier à deux volées contrariées avec palier de repos.

Pour déterminer « g et h », on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$$

On fixe la hauteur de la marche à $h = 17 \text{ cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{4.08}{0.17} = 24 \Rightarrow \frac{24}{2} = 12 \quad (\text{contre marches})$$

Donc on aura 9 contre marches par volée. n-1=8 (nombre de marches)

D'autre part: $(n - 1) \times g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{3.3}{11} = 30$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne un giron de 30 cm pour les marches rectangulaires

$$g + 2h = 64 \leq 64$$

Donc la condition de Blondel est vérifiée.

I.2.2 La longueur de la ligne de foulée

$$L = g (12 - 1) = 30 \times 8 = 330 \text{ cm.}$$

I.2.3 L'angle de l'inclinaison de la pailasse

$$\tan \theta = \frac{2.04}{3.30} = 0.6$$

$$\theta = 31.72^\circ$$

I.2.4 La longueur de la pailasse

$$L = \frac{2.04}{\sin 31.72} = 3.88 \text{ m}$$

I.2.5 Épaisseur de la pailasse et le palier de repos

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule :

$$e \geq \text{Max} \left[\frac{\text{Portée}}{35}; 10 \text{ cm} \right]$$

$$\text{Portée de l'escalier} : L = 3.88 \text{ m.}$$

$$e \geq \text{Max} [11.08; 10 \text{ cm}]$$

$$e \geq 10.33 \text{ cm}$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$ pour la pailasse et le palier de repos.

I.2.6 Calcul des escaliers:

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1 m linéaire.

I.2.6.1 Descente de charge Volée

Tableau IV.1: Descente de charge (volée)

Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	G KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g`	0,02	20,00	0,23
Mortier de ciment vertical ep x 20 x h/2	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse ep x 25 c p s α	0,14	25,00	4,02
Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en ciment	0,02	18,00	0,36
Charge permanente			7,97
Charge d'exploitation			2.5

$$\begin{cases} qu = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = 14,51 \text{ KN/ml.} \\ qs = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 10,47 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

I.2.6.1.2 Palier

Tableau IV.2: Descente de charge (palier)

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier ep x 25	0,15	25,00	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,07	18,00	0,126
Enduit en ciment	0,015	22,00	0,33
Charge permanente			5.01
Charge d'exploitation			2.5

$$\begin{cases} q_u = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \times 1m = 10,51 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (G + Q) \times 1m = 7,57 \text{ KM/ml.} \end{cases}$$

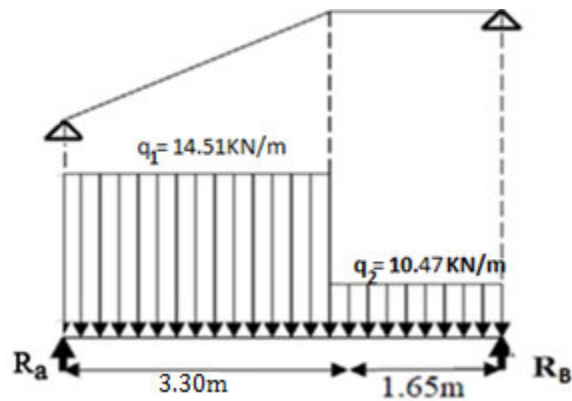


Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier à l'ELU

I.2.6.2 Calcul à l'ELU:

✓ Réactions des appuis

$$\begin{aligned} \sum F_V = R_A + R_B &= (14,51 \times 3,3) + (10,47 \times 1,65) \\ R_A + R_B &= 65,16 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,65)^2}{2} 10,47 + 3,3 \left(\frac{3,3}{2} + 1,65 \right) \right] \cdot 14,51 / 4,95$$

$$R_A = 38,03 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,13 \text{ KN}$$

$$q_{eq} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} = 13,16 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 4.95$$

$$\begin{cases} T_x = R_A - q_{eq}x \\ M_x = R_A x - q_{eq} \frac{x^2}{2} \end{cases} \quad \begin{cases} T_x = -27.09 \text{ KN} \\ M_x = 27.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

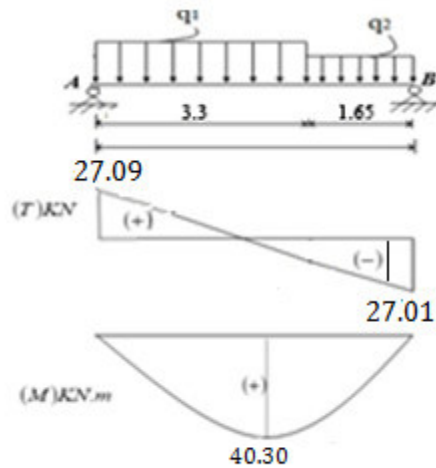


Figure IV.5: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.3: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	38.03	38.03	0	38.03	40,30	20,15	30,23
4.95	27.13	-27.13	0				

Remarque: les appuis doivent équilibrer un moment: $M_a=0.5M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée: $M_t=0.75M_0$

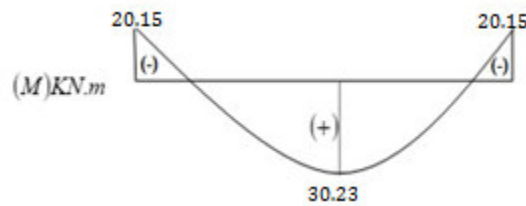


Figure IV.6: Diagrammes des moments retenus

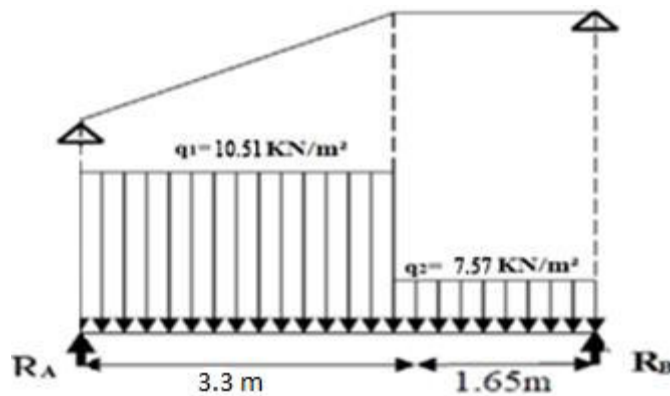


Figure IV.7: Schéma statique de l'escalier à l'ELS

I.2.6.3 Calcul à l'ELS

Réactions des appuis

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_1 \times 3.3) + (q_2 \times 1.65)$$

$$R_A + R_B = 47.17 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.65)^2}{2} q_2 + 3.3 \left(\frac{3.3}{2} + 1.65 \right) q_1 \right] / 4.95$$

$$R_A = 27.54 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.63 \text{ KN}$$

$$q_{eq} = \frac{(q_1 \times L_1) + (q_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} = 9.53 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

$$0 \leq x \leq 4.95$$

$$\begin{cases} T_x = R_A - q_{eq}x \\ M_x = R_Ax - q_{eq} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = -19.67 \text{ KN} \\ M_x = 19.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

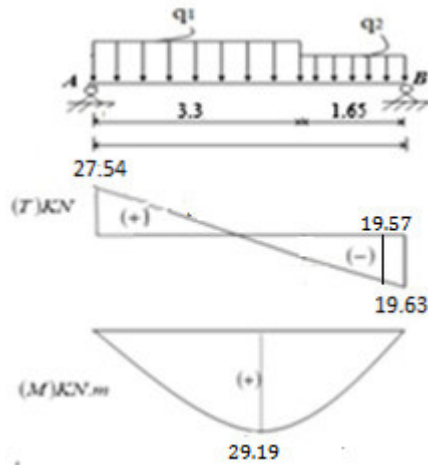


Figure IV.8: Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4: Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

x (m)	Réactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	27.54	27.54	0	27.54	29.19	14.60	21.89
4.95	19.63	-19.63	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment: $M_a=0.5M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée: $M_t=0.75M_0$

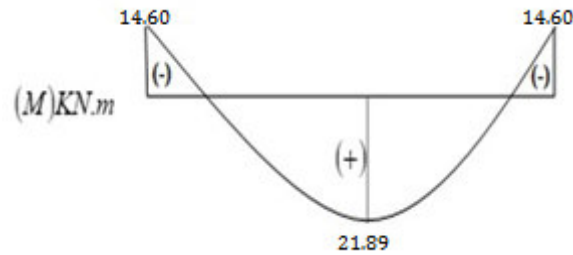


Figure IV.9: Diagrammes des moments retenus

Tableau IV.5: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS

	ELU	ELS
M max (Travée)	30.23KN.m	21.89KN.m
M max (appuis)	20.15KN.m	14.60KN.m
T max	38.03 KN	27.54 KN

I.2.6.4 calcul de ferrailage

I.2.6.4.1 ELU

I.2.6.4.1.1 Entravée

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{30.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu_1 = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16$$

$$z = (1 - 0.4\alpha) = 0.126$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t \text{ max}}{z\sigma_s} = \frac{31.23 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 7.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max[A_{cal}; A_{\min}] = 7.09 \text{ cm}^2 \text{ Choix: } \mathbf{5T14} = \mathbf{7.70 \text{ cm}^2}$$

Espacement: $e = 20 \text{ cm}$

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep}: 4T8 \rightarrow A_{rep} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = \min [60; 45] \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

→ condition vérifiée.

Avec h: Épaisseur de palier

I.2.6.4.1.2 En appuis

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.0778 < \mu_1 = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = 0.09 \quad ; \quad z = 0.13$$

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

$$A = 4,43 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad A =$$

$$\max[A_{cal}; A_{min}] = 4.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ n} \rightarrow \text{esp} = 25 \text{ cm.}$$

$$A_{rep}: 4T8 \rightarrow A_{rep} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

I.2.6.4.2 ELS:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right.$$

I.2.6.4.2.1 Vérification des contraintes :

On ne vérifie que les contraintes dans le béton.

I.2.6.4.2.1.1 En travée:

$$M_{ser} = 21.89 \text{ KN.m} \quad A_s = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7.70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 7,70(13,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 115.5x - 1559.25 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.54 \text{ cm} \\ x_2 = -6.85 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 4.54^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (13.5 - 4.54)^2 = 12392 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{21.67 \times 10^{-3} \times 4.54 \times 10^{-2}}{12392 \times 10^{-8}} = 7.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

I.2.6.4.2.1.2 En appuis:

$$M_{ser} = 14.54 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre (x)

$$\frac{bx^2}{2} - n \cdot A_s(d-x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 5.65(13.5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84.75x - 1144.125 = 0$$

$$\begin{cases} x_1 = 4.01 \text{ cm} \\ x_2 = -5.70 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul moment d'inertie

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d-x)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \times 4.01^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 4.01)^2 = 9782 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{14.54 \times 10^{-3} \times 4.01 \times 10^{-2}}{9782 \times 10^{-8}} = 5.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$$

I.2.6.4.2.2 Vérification des efforts tranchants

$$T_{MAX} = \frac{q_u \times l}{2} = 35.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{35.91}{100 \times 13} = 0.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.027 \text{ MPa} \leq \tau_l = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau IV.6: Ferrailage des escaliers

Armature longitudinale (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
Travée		Appuis		Travée		Appuis	
Ast.cal(c m ²)	Ferr. Choisi	Ast.cal(c m ²)	Ferr. Choisi	Ast.cal (cm ²)	Ferr. Choisi	Ast.cal(c m ²)	Ferr. Choisi
7.09	5T14	1.63	5T12	1.92	4T8	1.13	4T8

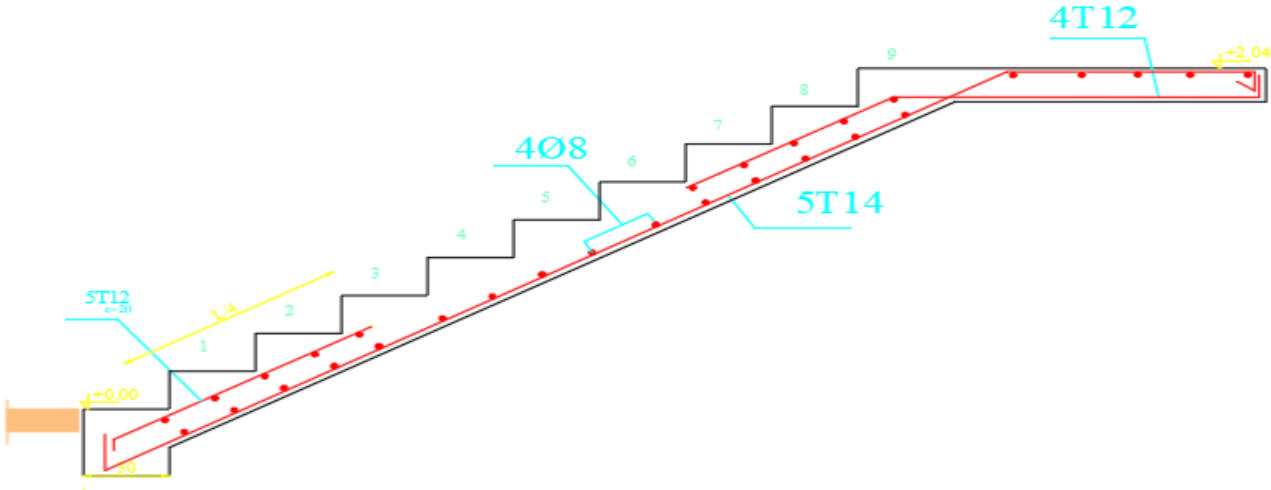


Figure IV.10 Ferrailage des escaliers

II Acrotère

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher-terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par:

- Un effort normal (G) dû à son poids propre,
- Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M). Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

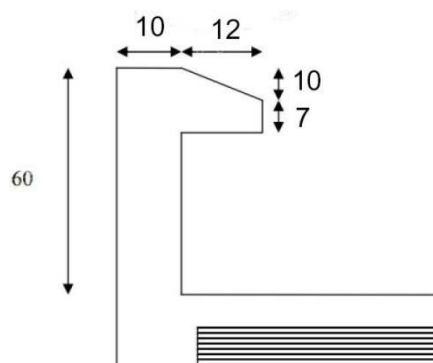


Figure IV.11: Caractéristiques géométriques de l'acrotère

II.1 Évaluation des charges de calcul

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant:

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.12) + 0.1 \times (0.12 / 2) = 0.0744 \text{ m}^2$$

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0744$$

$$G = 1.86 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

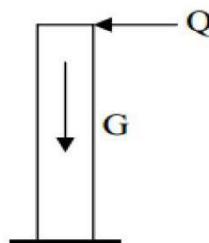


Figure IV.12: Modèle de calcul de l'acrotère.

II.2 Calcul du ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit: $A_s' = A_s$).

II.2.1 La force horizontale due à la force deséisme

On a:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ RPA99 version 2003 (Article 6.2.3)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,1 \text{ (groupe 2, zone I).}$$

RPA99 version 2003 (Tableau 4.1)

$$C_p = 0,80 \text{ (Elément en console).}$$

RPA99 version 2003 (Tableau 6.1)

$W_p = 1,86 \text{ kN/ml}$. (Poids de l'acrotère) D'où:

$$F_p = 0,595 \text{ KN/ml} \rightarrow F_p < 1,5 Q \rightarrow F_p < 1,5 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{CV}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS.

II.2.2 Évaluation des sollicitations

ELU

$$N_u = 1,35 \times G = 2,511 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G = 1,86 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times \frac{S}{H} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Tableau IV.7: Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS.

	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	0.9	2.511	1.5
ELS	0.6	1.86	1

I.2.3 Calcul du ferrailage à l'ELU

➤ **L'excentricité:**

« e » c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.511} = 0.358\text{m}$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167\text{m}$$

Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

➤ **Le moment au centre de gravité des armatures inférieures e_a :**

$$e_a = e + \left(d + \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = N \times e + N\left(d + \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = M_u + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = 0.9 + 2.511 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_A = 0.975 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des conditions des domaines:**

Domaine 2

$$a = (0.337h - 0.81d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 1 \times 0.1 \times 14.2$$

$$a = 0.02485$$

$$b = N_u \times (d - d') - M_A \quad / \quad a = 2.511 \times (0.08 - 0.02) - 0.975$$

$$b = -0.824$$

$a > b$: \Rightarrow CV \Rightarrow Donc on se trouve dans le domaine 2, 3^{ème} cas.

➤ **Flexion simple**

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu_R = 0.186$$

$\mu < \mu_R \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0134$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0134) = 0.079\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.975 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 0.3546\text{cm}^2$$

$$A_{st,u} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3546 \times 10^{-4} - \frac{2.511 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A_{st,u} = 0.28 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage minimal**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow \text{condition de non fragilité}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

II.2.4 Calcul du ferrailage à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparer avec celles trouvées à l'ELU:

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.86} = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable} \\ \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_{st}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = 0.527 \text{ m}$$

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) = 0.066 \text{ m}$$

$$y = \bar{\alpha} \cdot d = 0.527 \times 0.08 = 0.042 \text{ m}$$

$$M_B = M_s + M_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 1.86 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_B = 0.6558 \text{ KN.m}$$

$$A_2 = \frac{M_B}{z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0.6558 \times 10^{-3}}{0.066 \times 201.6} = 0.4929 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,ser} = A_2 - \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.439 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_{st,ser} = 0.439 \text{ cm}^2 > A_{st,u} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Max} (A_{\min} ; A_{s,u} ; A_{s,ser}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.966 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 (2.01 cm²)** avec espacement de **e=25cm**

II.2.5 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.08)} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \implies CV$$

- Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0.2415 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4HA8 (2.1 cm²)** avec espacement **S_t = 15 c**

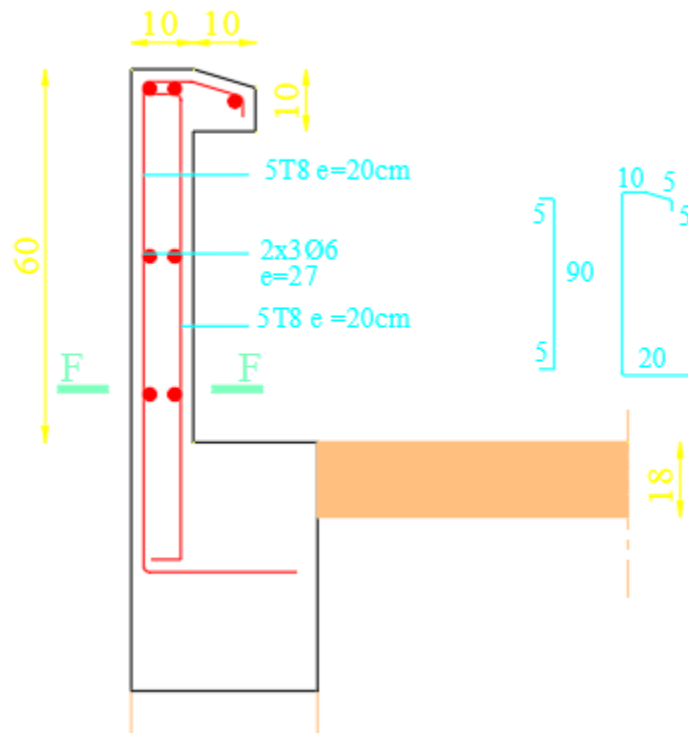
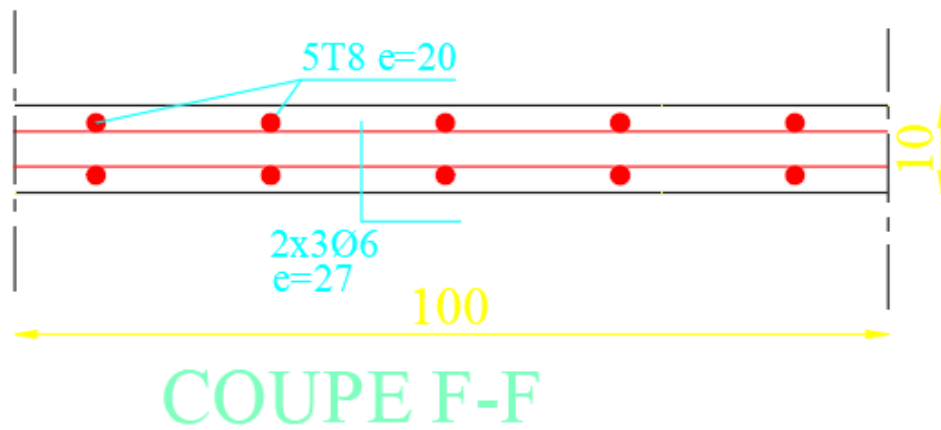


Figure IV.13 Ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE V

Étude sismique

I Introduction:

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliqués puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

Problématique:

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles de façon correcte

IL'Objectif de ce travail:

L'objectif assigné à ce chapitre est de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

II Méthodes de calcul sismique:

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique paraccélérogramme

Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'action sismique V ou l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

$$V_{st} = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation
- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III,

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans la première condition, les conditions complémentaires suivantes:

Tableau V.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone I	Tous groupes
Zone II	Groupe d'usage 3
	Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
	Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
Zone III	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
	Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Établissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

IV.2.1 Spectre de réponse de calcul

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

- A : coefficient d'accélération de zone
- η : facteur de correction d'amortissement
- ξ (%): le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : facteur de qualité

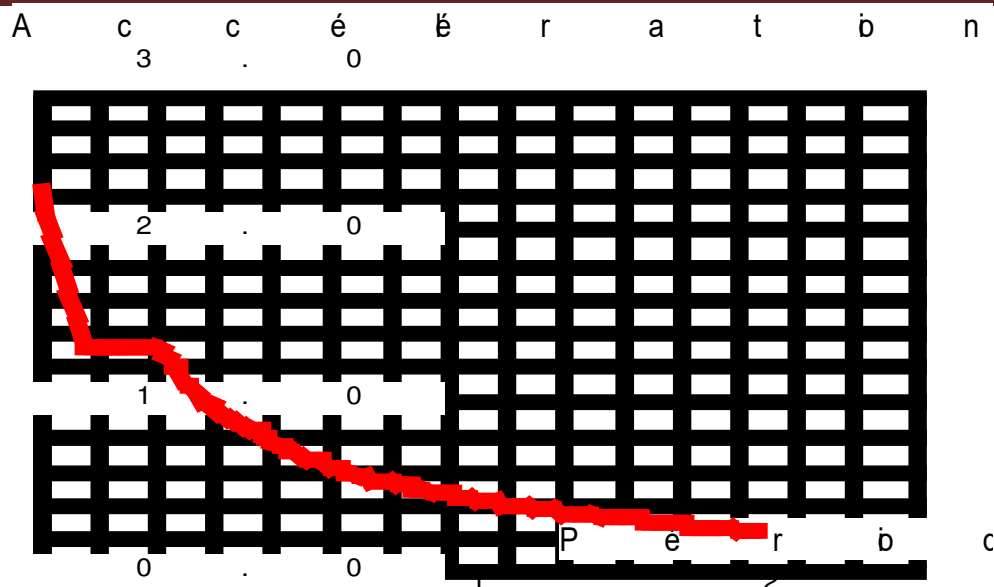


Figure V.1: Allure du spectre de réponse.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le réflexe «construction parasismique» dès les premières esquisses.

III Présentation du programme Robot

Robot est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...), il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

Modélisation de la structure

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable, le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

Étapes de modélisation

Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds, chaque plancher a été modélisé par un diaphragme, les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans, la masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré, pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

IV Combinaisons d'actions

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux États Limites.

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

$$G + Q \pm E \quad (5-1)$$

$$0.8G \pm E \quad (5-2)$$

G : charges permanentes

- ▲ G : charges permanentes
- ▲ Q : charges d'exploitation non pondérées
- ▲ E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

-la combinaison (5-1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

-La combinaison (5-2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques

V Description générale du projet

Le projet consiste à la réalisation d'une structure contreventée par des voiles porteurs. Le bâtiment se situe, wilaya de ANNABA, dans une région de moyen sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIa.

La structure étudiée est un bâtiment en (R+17) à usage d'habitation, la hauteur de RDC et des étages est de 4.08 m, les dimensions en plan sont de (49.98m x 17.8m).

L'implantation du bâtiment sur un sol meuble de classe (S3), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.15g.

VI Choix des dispositions de voiles:

Afin de ne pas soumettre la structure à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Par conséquent nous allons opter pour des dispositions de voiles symétriques de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translations pures suivant les deux directions principales de la structure.

Sur la structure modélisée sur le logiciel Robot, on marque à chaque fois la valeur de la période obtenue de chaque disposition et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions. Après plusieurs essais et d'une vingtaine de variantes étudiées on propose la disposition finale de cette structure :

*Figure V.2: Configuration en plan et en élévation***Vérification du comportement dynamique:***Tableau V.2: Périodes et facteurs de participation modale.*

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,74	1,35	0,47	0,01	71,47	0,01
2	0,87	1,15	17,47	70,46	0,00	70,45
3	1,11	0,90	76,05	70,46	58,58	0,00
4	2,53	0,40	78,71	70,46	2,66	0,00
5	3,78	0,26	78,71	88,20	0,00	17,74
6	3,97	0,25	89,02	88,20	10,30	0,00
7	5,10	0,20	89,88	88,20	0,86	0,00
8	8,35	0,12	91,32	88,20	1,43	0,00
9	8,51	0,12	93,65	88,20	2,34	0,00
10	8,87	0,11	93,65	93,36	0,00	5,16

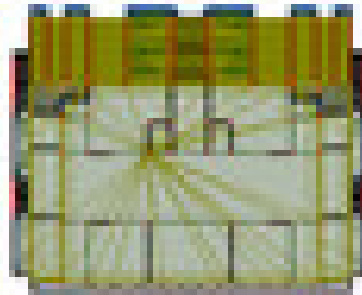
Les modes 1 et 2 sont des translations suivant les directions principales de la structure.

Le troisième mode c'est une rotation suivant l'axe Z.

Mode 1



Mode 2



Mode 3



Figure V.2: Les trois premiers modes de déformation

Les conditions à vérifier:

Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction (x-x) : 93 modes (90.88% de la masse sismique de la structure)
 Direction (y-y) : 135 modes (92.74% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La valeur de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente (RPA 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_{tot} \\ V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_{tot} \end{array} \right.$$

- **Poids total de la structure (W)**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_G + \beta \times W_Q$$

- W_G : Poids dû aux charges permanentes.

W_Q : Charges d'exploitation.

- β : Coefficient donné par le tableau 4-5-RPA99 \Rightarrow Pour un usage d'habitation $\beta = .2$

Le tableau suivant résume le poids des différents niveaux.

Tableau V.3: Poids de la structure

$\sum W_i = 104155,129 \text{ (kN)}$

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Groupe d'usage B1
Zone IIa $\Rightarrow A = 0.20$ *RPA99* (tableau 4 - 1)

- **Coefficient de comportement (R):**

Il est en fonction du système de contreventement *RPA99* (TABLEAU 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système formé par des voiles porteurs, donc :

$$R = 3.5$$

- **Facteur de qualité (Q)**

$$Q = 1 + \sum P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau V.4: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Px	Py
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.5	0.5
Régularité en plan	0.5	0.5
Régularité en élévation	0.5	0.5
Contrôle de la qualité des matériaux	0.5	0.5
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Donc : $Q_x = 1.2$
 $Q_y = 1.2$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen.(D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/2)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ 2.5\eta (T_2/2)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \leq 3.0 \text{ S} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

η : facteur de correction d'amortissement. T :

période fondamentale.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du

type de structure et de l'importance des remplissages: $\xi=10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76 \geq 0.7$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau4.7)**

Le site est rocheux, donc on aura: $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

$$T_c = C_T(h_N)^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 56.58\text{m}$$

C_T : le coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

RPA99 (tableau 4-6)

Pour le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, qui est notre cas: $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times 56.58^{3/4} = 1.03 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_{X,Y}}}$$

D : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$D_X = 30.7\text{m} \quad D_Y = 18.8\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_X = 0.92\text{s} \\ T_Y = 1.17\text{s} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_c = \min(T_X; T_c) = \min(0.92; 1.02) = 0.92 \text{ s} > 0.30\text{s} \\ T_Y = \min(T_Y; T_c) = \min(1.17; 1.02) = 1.02 \text{ s} > 0.30\text{s} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est:

$$T_{Sx} = 1.30. T_X = 1.30 \times 0.92 = 1.19\text{s}$$

$$T_{Sy} = 1.30. T_Y = 1.30 \times 1.17 = 1.52\text{s}$$

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{st} :

Tableau V.5: Estimation de la période empirique

Si	la période choisit pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T = 1.3 T_{empirique}$

La valeur de la période analytique donnée par Robot 2015 est

Sens (x-x) : $T_{Analytique} = 1.19 \text{ s}$

Sens (y-y) : $T_{Analytique} = 1.52 \text{ s}$

Tableau V.6: Valeurs de la période dans les deux sens

Période	$T_{analytique}$ (s)	$T_{empirique}$ (s)	$1.3 T_{empirique}$ (s)
Sens X-X	1.35	0.86	0.98
Sens Y-Y	1.15	1.13	1.27

D'après le tableau V-6 on déduit que les valeurs de la période propre de la structure suivantes les deux directions orthogonales sont :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ S} \\ D_x = 2.5 \times 0.76 \times \frac{0.5^{2/3}}{1.35} = 0.89 \\ D_y = 2.5 \times 0.76 \times \frac{0.5}{1.13} = 1.06 \end{cases}$$

- **Effort tranchant à la base de la structure est:**

$$V_{xst} = \frac{0.2 \times 0.89 \times 1.2}{3.5} \times 104155.129 = 6356.438 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{0.2 \times 1.06 \times 1.2}{3.5} \times 104155.129 = 7570.589 \text{ KN}$$

- **Détermination de la force sismique de chaque niveau:**

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivante:

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_1^n W_j h_j} \quad \text{RPA99 (Formule 4-11)}$$

$$F_t = 0 \text{ car } T < 0.7 \text{ s}$$

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et les efforts tranchants des différents niveaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Art 4.41 RPA2003:

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

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Sens longitudinal:

Etage	Fi (kn)	hi (m)	Fi × hi
17	5217,67	55,76	290937,3
16	5198,96	52,53	273101,4
15	5155,08	49,3	254145,4
14	5011,93	46,07	230899,6
13	4831,01	42,84	206960,5
12	4623,78	39,61	183147,9
11	4395,04	36,38	159891,6
10	4143,33	33,15	137351,4
9	3865,64	29,92	115659,9
8	3562,03	26,69	95070,58
7	3232,39	23,46	75831,87
6	2872,9	20,23	58118,77
5	2472,23	17,00	42027,91
4	2015,26	13,77	27750,13
3	1485,39	10,54	15656,01
2	869,55	7,31	6356,411
RDC	537,37	4,08	2192,47
			2175099

$$M_s = 2175099$$

$$M_r = 114735,31 \times 15.352 = 154301.11$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 14,096 \geq 1.5 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Sens transversal :

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
17	5484,84	55,76	305834,7
16	5459,65	52,53	286795,4
15	5404,02	49,3	266418,2
14	5222,37	46,07	240594,6
13	4995,42	42,84	214003,8
12	4744,41	39,61	187926,1
11	4485,27	36,38	163174,1
10	4223,26	33,15	140001,1
9	3955,38	29,92	118345
8	3677,97	26,69	98165,02
7	3387,95	23,46	79481,31
6	3078,83	20,23	62284,73
5	2731,43	17	46434,31
4	2312,04	13,77	31836,79
3	1776,71	10,54	18726,52
2	1084,36	7,31	7926,672
RDC	696,66	4,08	2842,373
			2270791

$$M_S = 2270791$$

$$M_r = 114735,31 \times 9.161 = 1051090,174$$

$$\frac{M_S}{M_{Rx}} = 2.16 \geq 1.5 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Art 5.9 RPA2003:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_K / V_K H_K \leq 0.1$$

Avec :

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.11: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Étages	H _k (cm)	P _k (cumul) (KN)	SENS Y-Y				Obs	Δétage (cm)	V _k (KN)	θ _k	Obs
			Δétage ε(c m)	V _k (KN)	θ _k	Obs					
RDC	408	205099,7	0,2	5217,67	0,01927	Vérifiée	0,2	205099,7	0,01833	Vérifiée	
2	323	197387,5	0,4	5198,96	0,04702	Vérifiée	0,3	197387,5	0,03358	Vérifiée	
3	323	190895	0,5	5155,08	0,05732	Vérifiée	0,4	190895	0,04375	Vérifiée	
4	323	177487,9	0,5	5011,93	0,05482	Vérifiée	0,5	177487,9	0,05261	Vérifiée	
5	323	164080,9	0,6	4831,01	0,06309	Vérifiée	0,6	164080,9	0,06101	Vérifiée	
6	323	150673,9	0,6	4623,78	0,06053	Vérifiée	0,7	150673,9	0,06883	Vérifiée	
7	323	137266,8	0,6	4395,04	0,05802	Vérifiée	0,7	137266,8	0,06632	Vérifiée	
8	323	123859,8	0,6	4143,33	0,05553	Vérifiée	0,8	123859,8	0,07264	Vérifiée	
9	323	110452,8	0,6	3865,64	0,05308	Vérifiée	0,8	110452,8	0,06916	Vérifiée	
10	323	97045,72	0,5	3562,03	0,04217	Vérifiée	0,8	97045,72	0,06535	Vérifiée	
11	323	83638,68	0,5	3232,39	0,01927	Vérifiée	0,8	83638,68	0,06114	Vérifiée	
12	323	70231,64	0,5	2872,9	0,04702	Vérifiée	0,8	70231,64	0,0565	Vérifiée	
13	323	56824,61	0,4	2472,23	0,05732	Vérifiée	0,8	56824,61	0,05153	Vérifiée	
14	323	43417,57	0,4	2015,26	0,05482	Vérifiée	0,8	43417,57	0,04651	Vérifiée	
15	323	30010,54	0,4	1485,39	0,06309	Vérifiée	0,8	30010,54	0,04184	Vérifiée	
16	323	16603,5	0,6	869,55	0,06053	Vérifiée	0,8	16603,5	0,03792	Vérifiée	
17	323	10149,63	0,1	537,37	0,05802	Vérifiée	0,8	10149,63	0,03608	Vérifiée	

On remarque que θ_k ne dépassent pas 0.1, donc l'effet P- Δ est négligeable.

Art 5.10 RPA 2003:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage (3,23 cm).

$$\Delta_d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 h_{\text{étage}}$$

Avec:

$$d_i = R \delta_i$$

Tableau V.12: Déplacements inter étages

Étage	1% h_e (cm)	U_x		U_y	
		d_{ix} (cm)	Δ_{kx} (cm)	d_{iy} (cm)	Δ_{ky} (cm)
RDC	4,08	0,3	0,3	0,3	0,3
2	3,23	0,7	0,4	0,7	0,4
3	3,23	1,3	0,91	1,4	0,98
4	3,23	2,0	0,7	2,1	0,7
5	3,23	2,6	0,6	2,8	0,7
6	3,23	3,3	0,7	3,6	0,8
7	3,23	4,0	0,7	4,3	0,7
8	3,23	4,6	0,6	5,1	0,8
9	3,23	5,2	0,6	5,8	0,7
10	3,23	5,8	0,6	6,4	0,6
11	3,23	6,4	0,6	7,0	0,6
12	3,23	6,9	0,5	7,6	0,6
13	3,23	7,4	0,5	8,1	0,5
14	3,23	7,9	0,5	8,6	0,5
15	3,23	8,4	0,5	9,0	0,4
16	3,23	8,9	0,5	8,6	-0,4
17	3,23	9,3	0,4	7,2	-1,4

On remarque que les déplacements relatifs Δ_k ne dépassent pas 1 % de la hauteur d'étage.

IX.1.6 Art 7.1.3.3 RPA 2003 :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

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

- N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

- B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

- f_{cj} est la résistance caractéristique du béton

La valeur de l'effort normal appliqué sur le voile le plus sollicité est :

$$N_d = 6.333 \text{ MN}$$

$$\text{La section de voile est : } B_c = L \times e = 6.45 \times 0.35 = 2.26 \text{ m}^2$$

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

$$V = \frac{6.333}{2.26 \times 25} = 0.112 \leq 0.3 \quad \text{condition Vérifiée}$$

I Conclusion

À partir de cette étude dynamique, nous constatons que notre bâtiment étudié satisfait toutes les exigences imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), à savoir ;

- Vérification de la participation massique.
- Condition sur la résultante de la force sismique est vérifiée
- Stabilité au renversement est vérifiée suivant les deux directions principales
- Condition sur l'effet P- Δ est vérifiée dans les deux sens
- Déplacements latéraux inter étages est vérifiés
- Vérification de l'effort normal réduit est vérifiée.

À partir de ce constat, nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec des dimensions des éléments structuraux adéquate

CHAPITRE VI

ferraillage des éléments structuraux

VI.4 : Ferrailage des voiles :**VI.4.1 : Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations des aux séismes.

VI.4.2:Types d'armatures :**VI.4.2.1:Armatures verticales :**

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.4.2.2 : Aciers horizontaux : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.4.2.3 : Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 a$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$S_t \leq \text{Min}(30 \text{ cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.2.3 : Armatures transversales :

-Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4)épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.4.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0,8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G + Q \pm E$

VI.4.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferraillage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0,8N_G + N_E (N_E = 0 \text{ cas des voiles planes.})$$

$$M = 0,8M_G + M_E$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_G + N_Q + N_E$$

$$M_{\text{max}} = K_G + M_Q + M_E.$$

VI.4.5 : Calcul de la section des armatures :

VI.4.5 .1 : Armatures verticales :

$$h = 3.9 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 2.15 - 0.03 = 3.85 \text{ m} \quad ; \quad b = 0.35 \text{ m}$$

ELU		G + Q +E		0.8G + E	
N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	M _{max} (KN)	N _{cor} (KN)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN)
12425,63	403,834	5946,404	4862,99	188,76	51,513

Tableau VI.7 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

ZONE 1

- **1^{er} cas E.L.U :**

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
5.8	3,9	0,05	0,35	14,2	3,85	348

L'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

$$e_a = \max (2\text{cm}, 3.90/250)$$

$e_1 = 0.02$

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_{voile}$$

$$\lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.84$$

$$e = e_1 + e_2$$

e _a	e ₁	e ₂	α	l _f	λ	e
0,02	0,020005631	0,071288204	0,848203327	4,06	3,601948718	0,091293835

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e$$

$$A = (0.5 h - c) \times b \times h \times \sigma_b$$

$$B = Nu (d - c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + Nu \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - 100 \times M}{100 \times \delta \times b \times h^2}}{0.8571 - \frac{c}{h}} ; A_s = \frac{N - 100 \times \psi \times \delta \times b \times h}{100 \times \delta} ; A_2 = 0$$

M _{corrigé}	A	B	M _{ua}	ψ	A _s
1134,867272	36,8277	23618,697	23618,837	1,145325063	-280,71568

2^{ème} Cas G+Q+E:

L	h(m)	c	b	σ _b (MN)	d	σ _s (MN)
6,45	3,9	0,05	0,35	14,2	3,85	348

❖ **Les efforts corrigés:**

e _a	e ₁	e ₂	α	l _f	λ	e
0,02	1,242786804	0,088141702	0,847779171	4,515	4,005615385	1,330928506

M _{corrigé}	A	B	M _{ua}	ψ	A _s
1427,659	36,828	20703,308	21175,048	1,057	-271,917

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

L	h(m)	c	b	σ _b (MN)	d	σ _s (MN)
1,6	3,05	0,05	0,35	14,2	3	348

❖ Les efforts corrigés :

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	0,293	0,004	0,8498	1,12	1,271	0,297

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	M_{ua}	ψ	A_s
56,087	22,359	226,911	329,931	0,438	-185,209

ZONE 2

ELU		G + Q + E		0.8G + E	
N_{max} (KN)	M_{cor} (KN)	M_{max} (KN)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN)
9218,93	411,735	4879,056	4470,37	224,68	43,910

• 1^{er} cas E.L.U :

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
5.8	3,05	0,05	0.25	14,2	3	348

❖ Les efforts corrigés :

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	0,065	0,056	0,8471	4,06	4,606	0,120

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	M_{ua}	ψ	A_s
1109,762	15,971	13186,187	14009,657	1,364	-159,585

2^{ème} Cas G+Q+E:

❖ Les efforts corrigés:

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
6.45	3,05	0,05	0,25	14,2	3	348

❖ Les efforts corrigés :

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	1,111	0,069	0,8464	4,515	5,122	1,180

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	M_{ua}	ψ	A_s
5276,378	15,971	1714,740	11472,852	0,710	-92,358

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
1,6	3,05	0,05	0,25	14,2	3	348

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	0,666	0,004	0,8498	1,12	1,271	0,670

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	M_{ua}	ψ	A_s
45,558	15,971	56,316	144,136	0,430	-131,942

3^{ème} Zone

ELU		G + Q + E		0.8G + E	
N_u (KN)	M_{cor} (KN)	M_{max} (KN)	N_{cor} (KN)	N_{min} (KN)	M_{cor} (KN)
4331,76	175,254	1249,525	2754,44	22,21	22,230

• **1^{er} cas E.L.U :**

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
5.8	3,05	0,05	0,15	14,2	3	348

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	0,060	0,056	0,8471	4,06	4,606	0,116

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	M_{ua}	ψ	A_s
----------------------	---	---	----------	--------	-------

503,241	9,582	6214,092	6564,600	1,162	-92,386
---------	-------	----------	----------	-------	---------

2^{ème} Cas G+Q+E:

❖ **Les efforts corrigés:**

L	h(m)	c	b	σ_b (MN)	d	σ_s (MN)
5.8	3,05	0,05	0,15	14,2	3	348

e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	0,472	0,056	0,8471	4,06	4,606	0,528

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	Mua	Ψ	A_s
1456,292	9,582	2819,856	5314,858	0,826	-74,898

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

❖ **Les efforts corrigés :**

❖ e_a	e_1	e_2	α	l_f	λ	e
0,02	1,021	0,003	0,8498	0,994	1,128	1,024

$M_{\text{corrigé}}$	A	B	Mua	Ψ	A_s
22,748	9,582	10,530	54,990	0,427	-79,136

VI.4.5.2 : Armature verticale minimale :

Zone 1

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

N	M	a	H	L
4862,99	5946,4	350	3900	6,45

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} == 119,200033MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} == -92,973142MPa$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = L \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.15 \times \frac{|-6.76|}{|10.07| + |-6.76|} = 2,541m$$

$$L_c = L - 2L_t = 2.15 - 2 \times 0.402 = 0,7169425m$$

Alors : $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 1,251484cm^2$

σ_1	σ_2	$L_t(m)$	$L_c(m)$	A_{min}^{RPA}
10,26469	-3,13943	1,510679	3,428641	10,57476

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 33,8625cm^2$$

*** En zone courante :**

$$h' = h - 2l_t < 0 \quad A_c$$

$$A_c = 0.001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{tot} = 2 A_{min}^{RPA} + A_c > A_{min}^g$$

$$33,94976 > 33,8625$$

h'	A_c	A_{Tot}	A_{min}^g	$A_{Adopt} cm^2$	$A_{Adopt} cm^2$	choix	choix
3,428641	12,00024	33,14976	33,8625	8.55	9.05	17HA8	6HA14

VI.4.5.4 : L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(35 \times 1.5 ; 30\text{ cm}) = \min(52.5 ; 30\text{ cm})$$

On prendre : **S=30cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min \left[\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right] \longrightarrow D = 15\text{cm}$$

VI.4.6 : Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 1224,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{1.22405}{0.35 \times 0.9 \times 3.90} = 0.99 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée}$$

(l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.7 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.4.7.1 : Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^s = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 35 \times 100 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On choisit 7HA10

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times a \times h = 0.001 \times 35 \times 100 = 3.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :: A_c = 7Ø8 = 3.52 cm²

VI.4.7.2 : Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.4.7.3 : Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{4862,99 \times 10^3}{35 \times 390} + \frac{6 \times 5946,4 \times 10^6}{35 \times (390)^2} = 10,26469MPa < 18.5 MPa$$

VI.4.8 : Ferraillage des voiles :

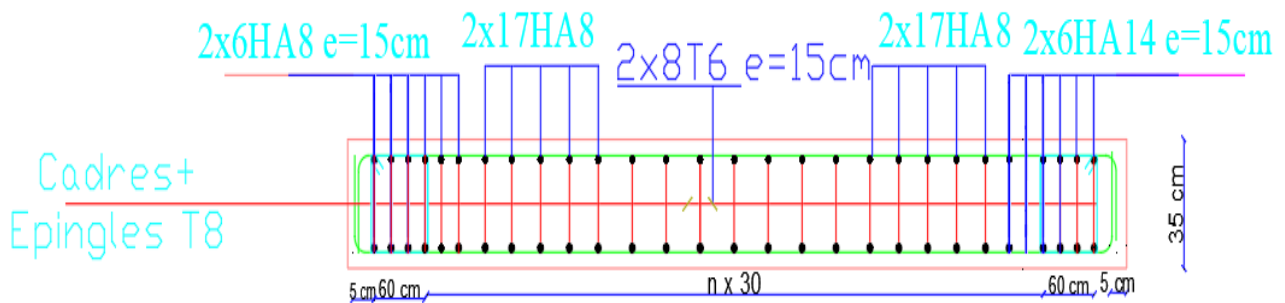


Figure VI.1 : coupe de ferraillage du voile

ZONE2 :

: Armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} == 18,45051MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} == -6,72495MPa$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = L \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 2.15 \times \frac{|-6.76|}{|10.07| + |-6.76|} = 2,541m$$

$$L_c = L - 2L_t = 2.15 - 2 \times 0.402 = 0,7169425m$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 8,614723 \text{ cm}^2$$

N(N)	M(N.m)	a(mm)	H(mm)	L(mm)
4862990	5946400	250	3900	3050

σ_1	σ_2	L_t (m)	L_c (m)	A_{\min}^{RPA}
10,26469	-3,13943	1,510679	3,428641	10,57476

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7

h'	A_c	A_{Tot}	A_{min}^g	$A_{Adopt}^C \text{ cm}^2$	$A_{Adopt}^T \text{ cm}^2$	choix	choix
3,004111	7,510277	24,73972	24,1875	8.55	9.05	17HA8	6HA12

VI.4.5.4 : L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30\text{cm}) = \min (35 \times 1.5 ; 30 \text{ cm}) = \min (52.5 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : **S=30cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min \left[\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right] \longrightarrow D = 15\text{cm}$$

VI.4.6 : Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 1.51208 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{1.51208}{0.25 \times 0.9 \times 3.05} = 3.084 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

(l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.7 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.4.7.1 : Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_c = 8\phi 6 = 3.5 \text{ cm}^2$

VI.4.7.2 : Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.4.7.3 : Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{4470,37 \times 10^3}{35 \times 305} + \frac{6 \times 4879,06 \times 10^6}{25 \times (305)^2} = 18,45051 \text{ MPa} < 18.5 \text{ Mpa}$$

VI.4.8 : Ferrailage des voiles

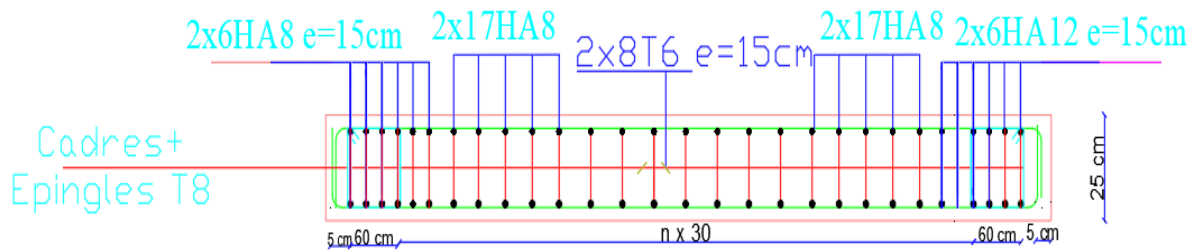


Figure VI.4 : coupe de ferrailage du voile

ZONE 3

N(N)	M(N.m)	a(mm)	H(mm)	L(mm)
4862990	5946400	250	3900	3050

σ_1	σ_2	L_t (m)	L_c (m)	A_{min}^{RPA}
10,88683	-2,30903	1,128632	4,192737	5,385895

h'	A_c	A_{Tot}	A_{min}^g	$A_{Adopt}^C \text{ cm}^2$	$A_{Adopt}^T \text{ cm}^2$	choix	choix
4,192737	6,289105	17.04	14,5125	8.55	4.71	17HA8	6HA10

$$A_{Tot} > A_{min}^g$$

VI.4.5.4 : L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(15 \times 1.5 ; 30\text{ cm}) = \min(22.5 ; 30\text{ cm})$$

On prendre : **S=22.5cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{22.5}{2} = \min\left[\frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2}\text{ cm}\right] \longrightarrow D = 10\text{cm}$$

VI.4.6 : Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est } \tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b₀ : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 0.60723 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.60723}{0.15 \times 0.9 \times 3.05} = 1.474 \text{ MPA} \leq 5 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

(l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.7 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.4.7.1 : Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $::A_c=3HA8=1.5 \text{ cm}^2$

VI.4.7.2 : Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.4.7.3 : Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{4470,37 \times 10^3}{35 \times 305} + \frac{6 \times 4879,06 \times 10^6}{25 \times (305)^2} = 10,88683 \text{ MPa} < 18.5 \text{ Mpa}$$

VI.4.8 : Ferraillage des voiles

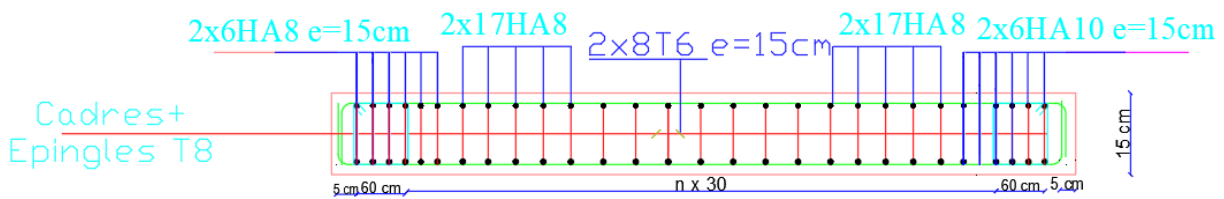


Figure VI.4 : coupe de ferraillage du voile

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.1.2.Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur). Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ).

On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³.

VII.1.3.Le choix de type de fondation:

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

•Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

•Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.

- Radier général.

VII.1.3. Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VII.1.3. Calcul des fondations :**• Etude géotechnique :**

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : Q=2 bars pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S4 (**sol très meuble**)

- ❖ Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- **A L'ELS**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$N_{\text{ser}} = 102575,59 \text{ Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{\text{semelle}} = 512.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_{\text{bâtiment}} = 577.16$$

•Vérification :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{512.87}{577.16} = 0.88 \rightarrow 88 \% > 50\%$$

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.

•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.

VII.1.4.Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire :

La dalle : $h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$

Avec $L_{\text{max}}=6.55 \text{ m}$.

Donc : $h \geq 32.75 \text{ cm}$

La nervure $\frac{L_{\text{max}}}{9} \geq h \geq \frac{L_{\text{max}}}{6}$

Avec $L_{\text{max}}=6.55 \text{ m}$.

$H = 100 \text{ cm}$

b. condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

c. Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à (K=4000 t/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m).

donc : $h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$

$L_{\max} = 6.55\text{m}; E = 3216420 \text{ t/m}^2; K=4000 \text{ t/m}^3$

$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6.55^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 1.04 \text{ m}$

- La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_r = \max (1.04 \text{ cm} , 100 \text{ cm} , 32.75\text{cm})$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

Dalle (cm)
105

VII.1.5.Vérification de la surface du radier :

- Détermination des efforts

ELU: $N_s = 102575,59 \text{ KN}$

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 512.88\text{m}^2$

$S_{batiment} \geq S_{radier}$

La surface de bâtiment est supérieure à la surface du radier

On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (30.7 m)

L_y : largeur en plan (18.8m)

VII.1.6.Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 110\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (55; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0.55 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 577.16 + 0.55 \times 2(30.7 + 18.8) = \mathbf{631.61\text{m}^2}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 102575,59 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = \mathbf{631.61 \times 1.1 \times 25 = 17369.275 \text{ KN}}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = \mathbf{119944.865 \text{ KN}}$$

$$\sigma = \frac{119944.865 \text{ KN}}{631.61} = 189 \text{ KN} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{condition.vérifier})$$

b. vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 4 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = \mathbf{631.61 \text{ m}^2}$).

$$W = N_T = \mathbf{119944.865 \text{ KN}}$$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = \mathbf{37896.6 \text{ KN}}$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$119944.865 \geq 37896.6 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

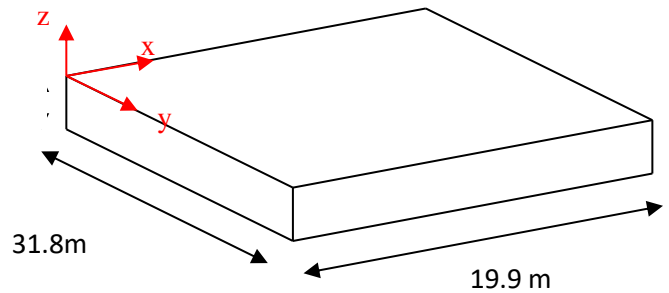
$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 15.9 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.95 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 20883.59 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 53327.74 \text{ m}^4$$



Vérification de stabilité :

Vérification de la stabilité de radier :

Figure VII.1 Surface 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.

Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

Sens longitudinal :

$$\sum N_{total} = 47140,91 \text{ KN}$$

$$\sum M_x = 11381,12 \text{ KN}$$

$$\Sigma My = 8203,17 \text{ KN}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	119944.865	119944.865
M (T.m)	11381,12	8203,17
e (m)	0.09	0.07
L / 4 (m)	7.95	4.975
Condition	Condition vérifié	Condition vérifié

Tableau VII.1: La stabilité du radier sous (0.8G± E)

Vérification des contraintes des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \times 1.5 \quad ; \quad \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 119944.865 \text{ kn.m} \quad ; \quad S_{radier} = 631.61 \text{ m}^2$$

Sens- X			Sens-Y		
M_{x-x} (kn.m)	I_{x-x} (m⁴)	X_G (m)	M_{y-y} (kn.m)	I_{y-y} (m⁴)	Y_G (m)
11381,12	20883.59	15.9	8203,17	53327.74	9.95

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}} \times 1.5$ (kn/m ²)	Observation
	σ_{max} (kn/m ²)	σ_{min} (kn/m ²)	σ_{moy} (kn/m ²)		
Sens (X-X)	264.08	168.57	240.20	300	Condition vérifié
Sens (Y-Y)	178.77	175.7	178.01	300	Condition vérifié

Tab VII.2.Vérification des contraintes des fondations

VII.1.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

• Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

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.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = \frac{(1.35G + 1.5Q) + 1.35N_{radier}}{S_{rad}} \rightarrow q_u = \frac{7163831.95}{631.61}$	$q_{ser} = \frac{(G + Q) + N_{radier}}{S_{rad}} \rightarrow q_{ser} = \frac{119944.275}{631.61}$
$q_u = 259.39 \text{ kn/m}$	$q_s = 189.9 \text{ kn/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du 6.55×7.9 (intermédiaire).

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 259.39$ T/m

$\alpha = 6.55/7.9 = 0.83 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0485$$

$$\mu_y = 0.7315$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0485 \times 259.39 \times 6.55^2 = 539.73 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.7315 \times 539.73 = 394.81 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 539.73 = 404.78 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 394.81 = 296.11 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow 0.5 \times 539.73 = 148.05 \text{ KN.m/ml.}$$

sens X-X				sens Y-Y			
μ_x	M_x (KN.m/ml)	M_{tx} (KN.m/ml)	M_{ax} (KN.m/ml)	μ_y	M_y (KN.m/ml)	M_{ty} (KN.m/ml)	M_{ay} (KN.m/ml)
0.0485	539.73	404.78	148.05	0.7315	394.81	296.11	148.05

Tab VII.3. résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

Calculs des armatures :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad C = 5 \text{ cm}$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
M (KN.m)	148,05	404,78	148,05	288,8
μ	0,00945674	0,02585545	0,00945674	0,018447191
α	0,011877354	0,032748293	0,011877354	0,023275692
β	0,995249058	0,986900683	0,995249058	0,990689723
As (cm²/ml)	4,071065533	11,22475973	4,071065533	7,977944082
As min (cm²/ml)	12.67	12.67	12.67	12.67
Choix des barres	7HA16	7HA16	7HA16	7HA16
As adp (cm²/ml)	14.07	14.07	14.07	14.07
Espacement (cm)	14	14	14	14

Tableau VII.4. Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELU)

L'ELS: $\nu = 0.2$

$\alpha = 6.55/7.9 = 0.88 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

- A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0555; \sigma_b = 14.2 \text{ 189.9}$

$\mu_y = 0.812; \sigma_s = 201.56 \text{ MPa}$

donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \rightarrow M_x = 452.168 \text{ KN.m/ml}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 367.16 \text{ KN.m/ml}$

$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 339 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 275.37 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \rightarrow = 226.084 \text{ KN.m/ml.}$

sens X-X	sens Y-Y
----------	----------

μ_x	Mx (T.m/ml.)	Mtx (T.m/ml.)	Max (T.m/ml.)	μ_y	My (T.m/ml.)	Mty (T.m/ml.)	May (T.m/ml.)
0.0555	452.168	339	226.084	0.812	367.16	275.37	226.084

Tableau VII.5. résultats des moments sur appui et en travée(ELS)

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
M (KN.m)	226,084	339	226,084	275,37
μ	0,014441187	0,021653732	0,014441187	0,017589346
α	0,018183743	0,02736674	0,018183743	0,022183526
β	0,992726503	0,989053304	0,992726503	0,99112659
As (cm²/ml)	10,76084964	16,19520133	10,76084964	13,12785733
As.min (cm²/ml)	12.67	12.67	12.67	12.67
Choix des barres	7HA16	6HA20	7HA16	7HA16
As Choix (cm²/ml)	14.07	18.85	14.07	14.07
Espacement (cm)	14	16	14	14

Tableau VII.6. Tableau récapitulatif des résultats d'armature (ELS)

VII.1.8.Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{259.39 \times 6.55 \times 7.9}{2 \times 7.9 + 6.55} = 601.89 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{601.89 \times 10^3}{1000 \times 1050} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.57 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VII.1.9.Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 80 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour un bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	110	105	55	259.39	189.9

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

$$A_{smin} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

• **L'ELU** :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 39.23 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{Smin}
39.23	0,022552458	0,028515833	0,99	3,26	4.23

Donc $A_s = \max (A_{scal} , A_{Smin})$.

$$A_s = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit **A=6.79= 6HA12 /ml**

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.23}{4} = 1.058 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit **A=1.01=2HA8**

• **l'ELS**

$$M_{ser} = q_{ser} \times l^2 / 2 = 28.72 \text{ KN.m}$$

Ms (KN.m)	μ	α	β (m)	A_s (cm ²)	A_{Smin}
28.72	0,016510492	0,020811359	0.99	4.1	4.23

Donc $A_s = \max (A_{scal} , A_{Smin})$.

$A_s = 4.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit $A = 6.79 = 6\text{HA}12 / \text{ml}$

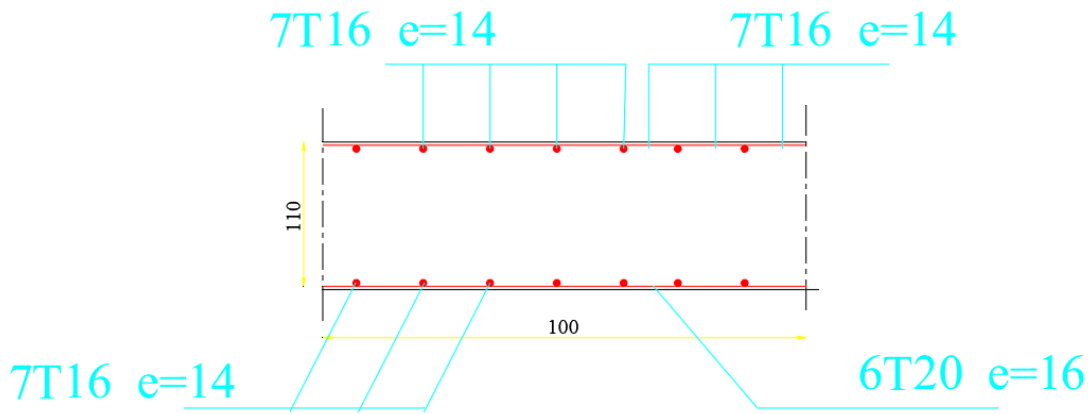


Figure VII.2 Schéma de ferrailage

CHAPITRE VIII

Etude de vent

I Etude de vent :

I.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document qui s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

I.2 Données relatives au site : D'après le RNV2013

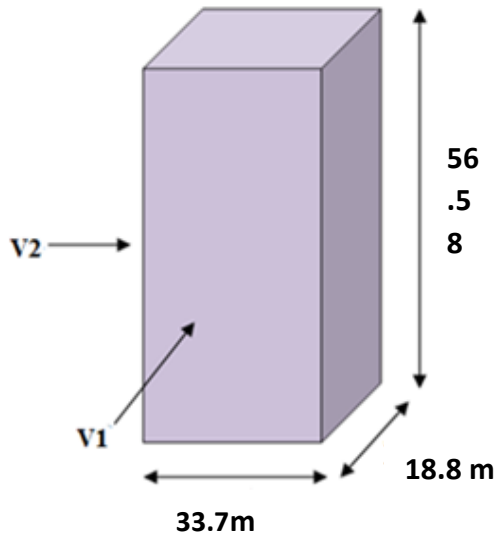
- Catégorie du terrain IV (Tableau 2.4.)
 - Site plat : $c_t = 1$ (Tableau 2.5.)
 - Zone du vent III.
 - $q_{ref} = 50,0 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.2.)
 - Facteur de terrain : $K_T =$
 - Paramètre de rugosité $Z_0 = 1$
 - Hauteur minimale $Z_{min} = 10 \text{ m}$
- } 0,234
} m (Tableau 2.4.).
- ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient $c_{d\Box} = 0,67$

I.3 Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.



Action du vent suivant la direction V1 et V2

I.3 Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q(Z_e)$ à la hauteur de référence Z_e est donnée par

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times c_e(z) \text{ [N/m]}$$

$$q_{réf} = 50 \text{ daN/m}^2$$

: Coefficient d'exposition au vent.

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient D'exposition est donné par la formule ci-dessous

$$c_e(Z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \text{ (§2.4.2. RNV2013)}$$

c_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. RNV2013)

c_t : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5. RNV2013)

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6. RNV2013)

Z (en m) : Hauteur considéré

$$c_t = 1 \text{ pour } \phi < 0.05 \text{ (site plat) (§2.4.5. RNV2013)}$$

Niveau	H (m)	Z(m)	c_r	c_t	c_e	I_v	$q_p(\text{daN/m}^2)$
RDC	4.08	2.04	0.539	1	1.173	0.434	58.65
1 ^{er} étage	3.23	5.695	0.539	1	1.173	0.434	58.65

2 ^{eme}	3.23	8.925	0.539	1	1.173	0.434	58.65
3 ^{eme}	3.23	12.155	0.584	1	1,296013	0,4	64,80064
4 ^{eme}	3.23	15.385	0.640	1	1,458995	0,366	72,94976
	3.23	18.615	0.684	1	1,587903	0,342	79,39516
	3.23	21.845	0.722	1	1,718152	0,328	85,9076
	3.23	25.075	0.754	1	1,802196	0,31	90,10979
	3.23	28.305	0.782	1	1,891444	0,299	98,9089
	3.23	31.535	0.808	1	1,978178	0,29	98,9089
	3.23	34.765	0.830	1	2,048789	0,282	102,4394
	3.23	37.995	0.851	1	2,118288	0,275	105,9144
	3.23	41.225	0.870	1	2,182143	0,269	109,1071
	3.23	44.455	0.888	1	2,245773	0,264	112,2887
	3.23	47.685	0.904	1	2,298829	0,259	114,9414
	3.23	50.915	0.920	1	2,351299	0,254	117,565
	3.23	54.145	0.934	1	2,405085	0,251	120,2543
	3.23	57.375	0.984	1	2,642371	0,247	132,1185

Calcul de la pression due au vent :

Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W (Zj)$ agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W (Zj) = () \times [c_{pe} - c_{pi}] [N/m^2] (\text{§2.5.2. RNV2013})$$

Détermination de coefficient de pression :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = c_{pe.1} : S \leq 1 m^2$$

$$c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \times \log_{10} (S) \quad 1 m^2 < S < 10 m^2$$

(§5.1.RNV2013)

$$c_{pe} = c_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 m^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$

S : est la surface chargée de la paroi considérée

Alors $c_{pe} = C_{pe.10}$

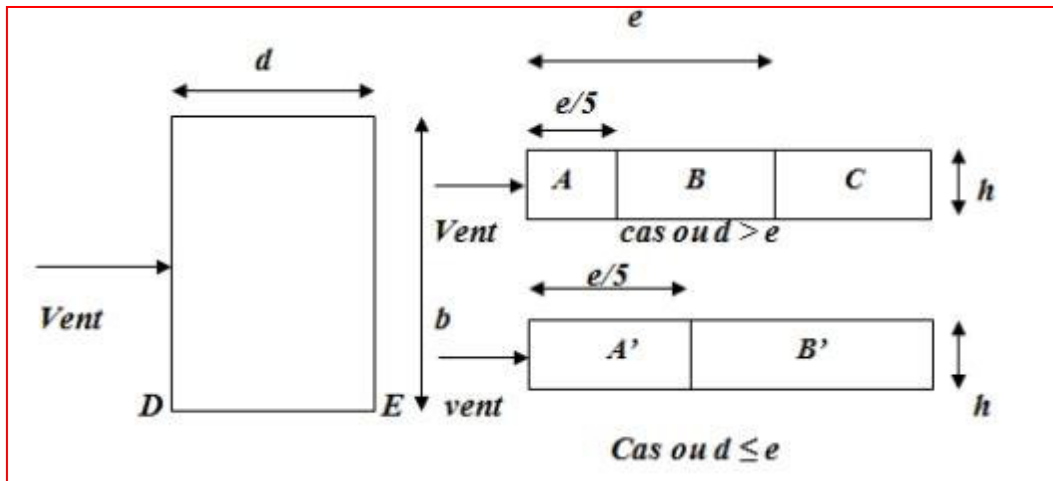
Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 $b = 30.7 m$

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; $d = 18.8m$.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [30.7 ; 113.16] e = 30.7 m$$

$d < e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivante :

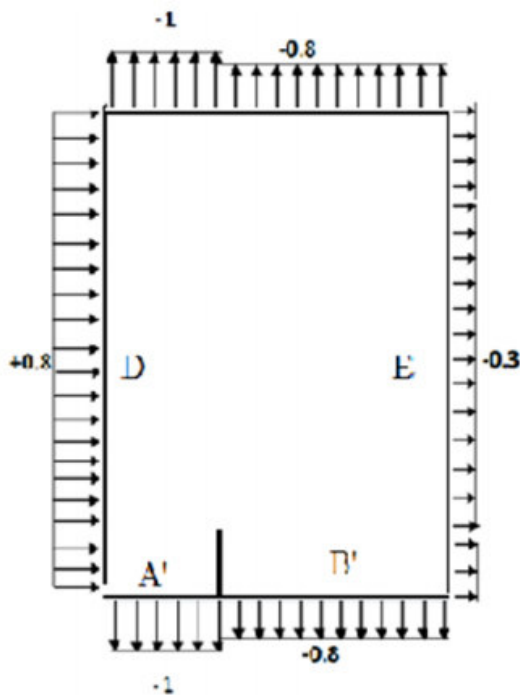


La surface de la paroi considérée $S = 30.7 \times 18.8 = 577.16 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$. Selon la formule (§5.1.RNV2013) donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

C_{pe} Pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire



Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 RNV2013

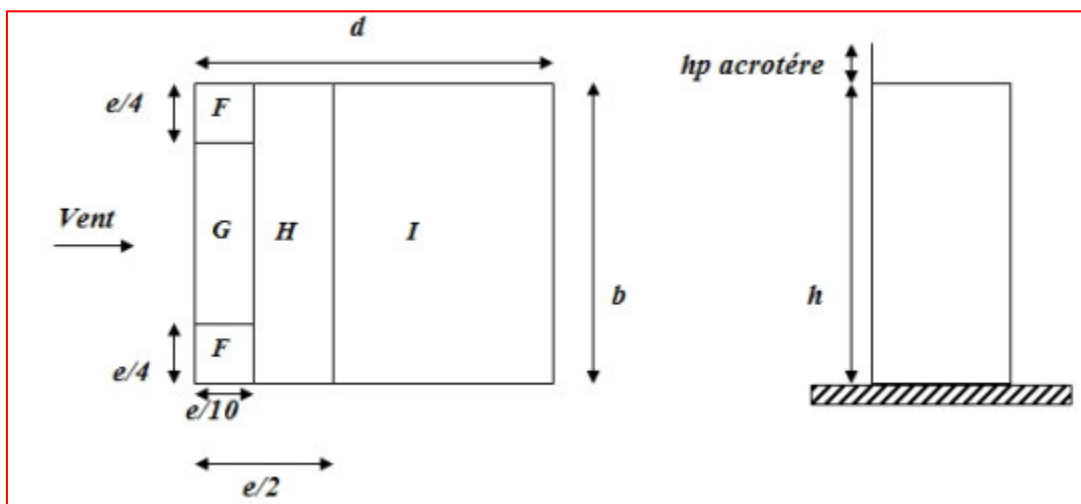
Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

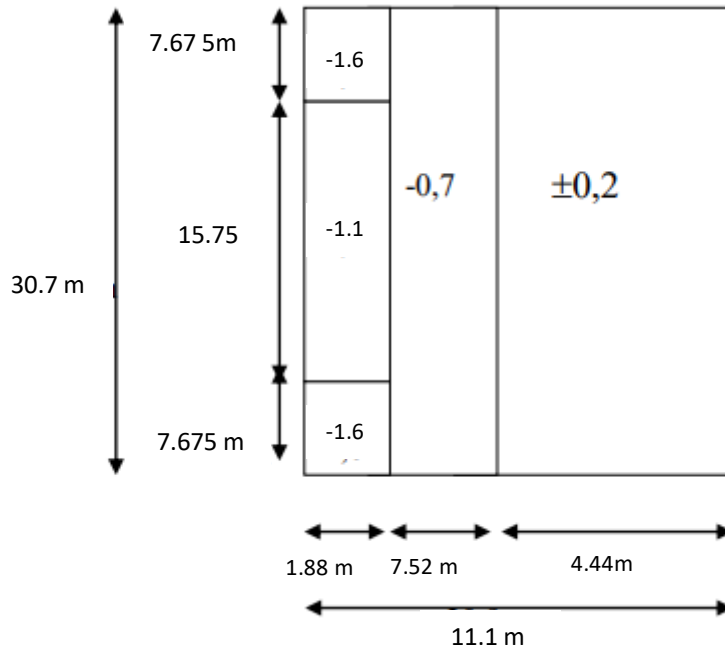
		Zone			
		F	G	H	I
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Les coefficients de pression externe de la toiture.

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/55.98 = 0,011$

Donc :





Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le C_{pi} dépend de l'indice de perméabilité μ_{pe} défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{84.2}{84.2} = 1$$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$C_{pi1} = -0.5$$

I.5 Les valeurs des pressions qui sont données dans le tableau suivant :

RDC : +4.08 m :

zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W(zj1) (daN/m ²)	W(zj2) (daN/m ²)	q _j (zj1) (daN/m ²)	q _j (zj2) (daN/m ²)
A'	0,95	58,65	-1	-0,5	0	-29,325	0	-27,85875	0
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,5		-17,595	0	-16,71525	0
D	0,95	58,65	0,8	-0,5		76,245	0	72,43275	0
E	0,95	58,5	-0,3	-0,5		11,73	0	11,1435	0

Etage 1 : 3.23 m :

zone	C _d	q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W(zj1) (daN/m ²)	W(zj2) (daN/m ²)	q _j (zj1) (daN/m ²)	q _j (zj2) (daN/m ²)
A'	0,95	58,65	-1	-0,5	0	-29,325	0	-27,85875	0
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,5		-17,595	0	-16,71525	0
D	0,95	58,65	0,8	-0,5		76,245	0	72,43275	0
E	0,95	58,5	-0,3	-0,5		11,73	0	11,1435	0

Etage 2 :3.23 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	58,65	-1	-0.5	0	-29,325	0	-27,85875	0
B'	0,95	58,65	-0,8	-0.5		-17,595	0	-16,71525	0
D	0,95	58,65	0,8	-0.5		76,245	0	72,43275	0
E	0,95	58,5	-0,3	-0.5		11,73	0	11,1435	0

Etage 3 :3.23 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	65.95	-1	-0.5	0	-32,40032	0	-30,780304	0
B'	0.95	65.95	-0,8	-0.5	0	-19,44019	0	-18,468182	0
D	0.95	65.95	0,8	-0.5	0	84,240832	0	80,0287904	0
E	0.95	65.95	-0,3	-0.5	0	12,960128	0	12,3121216	0

Etage 4 :3.23 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-36,47488	0	-34,651136	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-21,88492	0	-20,790681	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	94,834688	0	90,0929536	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	14,589952	0	13,8604544	0

Etage 5 : 3.23 m

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-39,69758	0	-37,712701	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-23,818548	0	-22,627620	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	103,213708	0	98,0530226	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	15,879032	0	15,0850804	0

Etage 6 : 3.23 m

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-42,9538	0	-40,80611	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-25,77228	0	-24,483666	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	111,67988	0	106,095886	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	15,879032	0	16,322444	0

Etage 7 : 3.23 m

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-45,054895	0	-42,802150	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-27,032937	0	-25,681290	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	117,142727	0	111,285591	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	18,021958	0	17,1208601	0

Etage 8 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-49,45445	0	-46,981727	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-29,67267	0	-28,189036	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	128,58157	0	122,152492	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	19,78178	0	18,792691	0

Etage 9 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-49,45445	0	-46,981727	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-29,67267	0	-28,189036	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	128,58157	0	122,152492	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	19,78178	0	18,792691	0

Etage 10 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-51,2197	0	-48,658715	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-30,73182	0	-29,195229	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	133,17122	0	126,512659	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	20,48788	0	19,463486	0

Etage 11 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-52,9572	0	-50,30934	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-31,77432	0	-30,185604	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	137,68872	0	130,804284	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	21,18288	0	20,123736	0

Etage 12 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-54,55355	0	-51,825872	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-32,73213	0	-31,095523	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	141,83923	0	134,747269	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	21,82142	0	20,730349	0

Etage 13 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-56,14435	0	-53,337132	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-33,68661	0	-32,002279	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	145,97531	0	138,676545	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	22,45774	0	21,334853	0

Etage 14 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-57,4707	0	-54,597165	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-34,48242	0	-32,758299	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	149,42382	0	141,952629	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	22,98828	0	21,838866	0

Etage 15 : 3.23

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-58,7825	0	-55,843375	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-35,2695	0	-33,506025	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	152,8345	0	145,192775	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	23,513	0	22,33735	0

Etage 16 : 3.23 m

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-72,15258	0	-68,544951	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-48,10172	0	-45,696634	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	144,30516	0	137,089902	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	12,02543	0	11,4241585	0

Etage 17 : 3.23 m

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0.95	72.7	-1	-0.5	0	-79,2711	0	-75,307545	0
B'	0.95	72.7	-0,8	-0.5	0	-52,8474	0	-50,20503	0
D	0.95	72.7	0,8	-0.5	0	158,5422	0	150,61509	0
E	0.95	72.7	-0,3	-0.5	0	13,21185	0	12,5512575	0

Toiture :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
F	0.95	72.7	-1.6	-0.5	0	- 145,33035	0	-138,06383	0
G	0.95	72.7	-1.1	-0.5	0	-79,2711	0	-75,307545	0
H	0.95	72.7	-0.7	-0.5	0	-26,4237	0	-25,102515	0
I	0.95	72.7	+0.2	-0.5	0	92,48295	0	87,8588025	0
			-0.2			13,21185	0	12,5512575	0

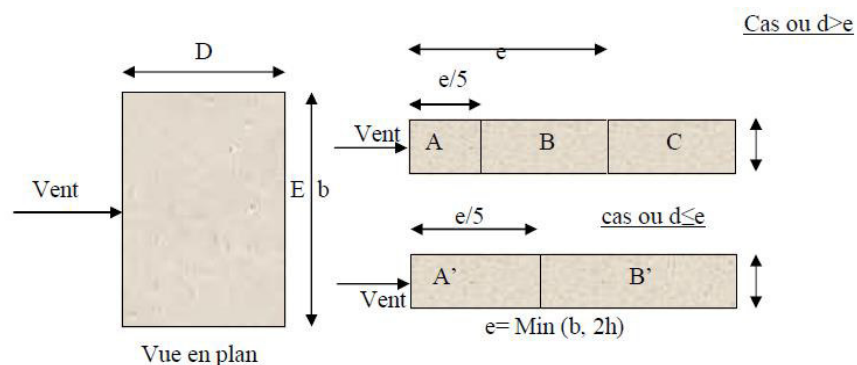
I.6 Direction du vent V2 :

Niveau	H (m)	Z(m)	C_r	C_t	C_e	l_v	q_p (daN/m ²)
RDC	4.08	2.04	0.539	1	1.173	0.434	58.65
1 ^{er} étage	3.4	5.78	0.539	1	1.173	0.434	58.65
2 ^{eme}	3.4	9.18	0.539	1	1.173	0.434	58.65
3 ^{eme}	3.4	12.58	0.592	1	1.319	0.395	65.95
4 ^{eme}	3.4	15.98	0.648	1	1.454	0.361	72.7

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 b = 18.8 m

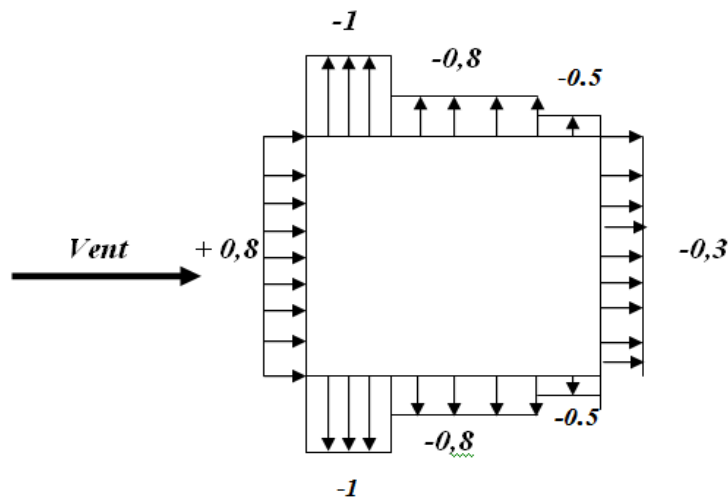
d : La dimension parallèle à la direction du vent V2 ; d=30.7m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [18.8 ; 113.16] \quad e = 18.8 \text{ m}$



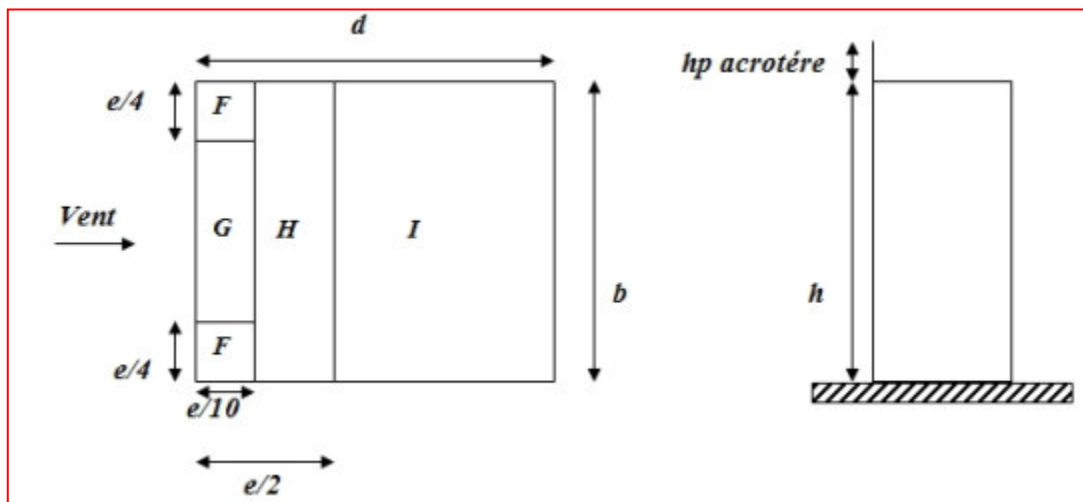
A'	B'	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Valeurs des Cpesur la toiture plate

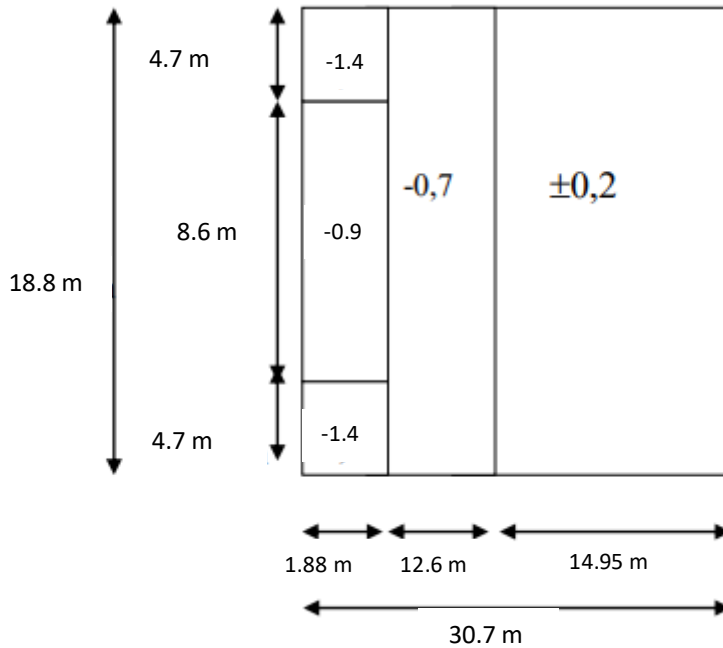


Valeur Cp sur les parois verticales

Toiture :



Répartition des zones de pression extérieure sur la toiture.



• Evaluation de la pression intérieure (C_{pi}) :

Le C_{pi} dépend de l'indice de perméabilité μ_p défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{0}{84.2} = 0$$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du C_{pi} :

$$c_{pi1} = -0.3 \text{ et } c_{pi2} = 0.2$$

I.7 Les valeurs des pressions qui sont données dans le tableau suivant :

RDC : +4.08 m :

zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	58,65	-1	-0,3	0,2	-41,055	-70,38	-39,00225	-66,861
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-29,325	-58,65	-27,85875	-55,7175
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-11,73	-41,055	-11,1435	-39,00225
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	64,515	35,19	61,28925	33,4305
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-29,325	0	-27,85875

Etage 1 : 3.23 m :

zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	58,65	-1	-0,3	0,2	-41,055	-70,38	-39,00225	-66,861
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-29,325	-58,65	-27,85875	-55,7175
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-11,73	-41,055	-11,1435	-39,00225
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	64,515	35,19	61,28925	33,4305
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-29,325	0	-27,85875

Etage 2 :3.4 m :

zone	C_d	$q_p(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	58,65	-1	-0,3	0,2	-41,055	-70,38	-39,00225	-66,861
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-29,325	-58,65	-27,85875	-55,7175
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-11,73	-41,055	-11,1435	-39,00225
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	64,515	35,19	61,28925	33,4305
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-29,325	0	-27,85875

Etage 3 :3.4 m :

zone	C_d	$q_p(daN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	64,80	-1	-0,3	0,2	-45,36	-77,76	-43,092	-73,872
B'	0,95	65,95	-0,8	-0,3	0,2	-32,4	-64,8	-30,78	-61,56
C	0,95	65,95	-0,5	-0,3	0,2	-12,96	-45,36	-12,312	-43,092
D	0,95	65,95	0,8	-0,3	0,2	71,28	38,88	67,716	36,936
E	0,95	65,95	-0,3	-0,3	0,2	0	-32,4	0	-30,78

Etage 4 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	72,95	-1	-0,3	0,2	-51,065	-87,54	-48,51175	-83,163
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-36,475	-72,95	-34,65125	-69,3025
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-14,59	-51,065	-13,8605	-48,51175
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	80,245	43,77	76,23275	41,5815
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-36,475	0	-34,65125

Etage 5 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	79,39	-1	-0,3	0,2	-55,573	-95,268	-52,79435	-90,5046
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-39,695	-79,39	-37,71025	-75,4205
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-15,878	-55,573	-15,0841	-52,79435
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	87,329	47,634	82,96255	45,2523
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-39,695	0	-37,71025
zone	C_d	q_p (daN/m^2)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m^2)	$W(zj2)$ (daN/m^2)	$q_j(zj1)$ (daN/m^2)	$q_j(zj2)$ (daN/m^2)
A'	0,95	79,39	-1	-0,3	0,2	-60,137	-103,092	-57,13015	-97,9374
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-42,955	-85,91	-40,80725	-81,6145
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-17,182	-60,137	-16,3229	-57,13015
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	94,501	51,546	89,77595	48,9687
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-42,955	0	-40,80725

Etage 6 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	85,91	-1	-0,3	0,2	-60,137	-103,092	-57,13015	-97,9374
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-42,955	-85,91	-40,80725	-81,6145
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-17,182	-60,137	-16,3229	-57,13015
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	94,501	51,546	89,77595	48,9687
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-42,955	0	-40,80725

Etage 7 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	90,11	-1	-0,3	0,2	-63,077	-108,132	-59,92315	-102,7254
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-45,055	-90,11	-42,80225	-85,6045
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-18,022	-63,077	-17,1209	-59,92315
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	99,121	54,066	94,16495	51,3627
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-45,055	0	-42,80225

Etage 8 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	98,91	-1	-0,3	0,2	-69,237	-118,692	-65,77515	-112,7574
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-49,455	-98,91	-46,98225	-93,9645
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-19,782	-69,237	-18,7929	-65,77515
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	108,801	59,346	103,36095	56,3787
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-49,455	0	-46,98225

Etage 9 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	98,91	-1	-0,3	0,2	-69,237	-118,692	-65,77515	-112,7574
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-49,455	-98,91	-46,98225	-93,9645
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-19,782	-69,237	-18,7929	-65,77515
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	108,801	59,346	103,36095	56,3787
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-49,455	0	-46,98225

Etage 10 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	102,44	-1	-0,3	0,2	-71,708	-122,928	-68,1226	-116,7816
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-51,22	-102,44	-48,659	-97,318
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-20,488	-71,708	-19,4636	-68,1226
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	112,684	61,464	107,0498	58,3908
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-51,22	0	-48,659

Etage 11 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	105,91	-1	-0,3	0,2	-74,137	-127,092	-70,43015	-120,7374
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-52,955	-105,91	-50,30725	-100,6145
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-21,182	-74,137	-20,1229	-70,43015
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	116,501	63,546	110,67595	60,3687
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-52,955	0	-50,30725

Etage 12 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	109,11	-1	-0,3	0,2	-76,377	-130,932	-72,55815	-124,3854
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-54,555	-109,11	-51,82725	-103,6545
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-21,822	-76,377	-20,7309	-72,55815
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	120,021	65,466	114,01995	62,1927
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-54,555	0	-51,82725

Etage 13 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	112,89	-1	-0,3	0,2	-78,603	-134,748	-74,67285	-128,0106
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-56,145	-112,29	-53,33775	-106,6755
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-22,458	-78,603	-21,3351	-74,67285
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	123,519	67,374	117,34305	64,0053
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-56,145	0	-53,33775

Etage 14 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	114,94	-1	-0,3	0,2	-80,458	-137,928	-76,4351	-131,0316
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-57,47	-114,94	-54,5965	-109,193
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-22,988	-80,458	-21,8386	-76,4351
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	126,434	68,964	120,1123	65,5158
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-57,47	0	-54,5965

Etage 15 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	117,56	-1	-0,3	0,2	-82,292	-141,072	-78,1774	-134,0184
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-58,78	-117,56	-55,841	-111,682
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-23,512	-82,292	-22,3364	-78,1774
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	129,316	70,536	122,8502	67,0092
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-58,78	0	-55,841

Etage 16 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	120,25	-1	-0,3	0,2	-84,175	-144,3	-79,96625	-137,085
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-60,125	-120,25	-57,11875	-114,2375
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-24,05	-84,175	-22,8475	-79,96625
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	132,275	72,15	125,66125	68,5425
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-60,125	0	-57,11875

Etage 17 :3.4 m :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
A'	0,95	132,12	-1	-0,3	0,2	-92,484	-158,544	-87,8598	-150,6168
B'	0,95	58,65	-0,8	-0,3	0,2	-66,06	-132,12	-62,757	-125,514
C	0,95	58,65	-0,5	-0,3	0,2	-26,424	-92,484	-25,1028	-87,8598
D	0,95	58,65	0,8	-0,3	0,2	145,332	79,272	138,0654	75,3084
E	0,95	58,65	-0,3	-0,3	0,2	0	-66,06	0	-62,757

Toiture :

zone	C_d	q_p (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$W(zj1)$ (daN/m ²)	$W(zj2)$ (daN/m ²)	$q_j(zj1)$ (daN/m ²)	$q_j(zj2)$ (daN/m ²)
F	0,95	132,12	-1,4	-0,3	0,2	-145,332	-211,392	-138,0654	-200,8224
G	0,95	72,7	-0,9	-0,3	0,2	-79,272	-145,332	-75,3084	-138,0654
H	0,95	72,7	-0,7	-0,3	0,2	-52,848	-118,908	-50,2056	-50,2056
I	0,95	72,7	+0,2	-0,3	0,2	66,06	0	62,757	0
			-0,2			13,212	-52,848	12,5514	-50,2056

Force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I , pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions à calculer sous des forces de frottement sont celles dans lesquelles $d/b \geq 3$, ou $d/h \geq 3$.

Pour le vent V1 : $b = 31.5$; $d = 11.1m$; $h = 17.68m$.

$d/b = 11.1 / 31.5 = 0.35 < 3$ Non vérifiée.

$d/h = 11.1 / 17.68 = 0.63 < 3$ Non vérifiée.

Alors les forces de frottement F_{fr} sont nulles.

Pour le vent V2 : $b = 11.1m$; $d = 31.5m$; $h = 17.68m$.

$d/b = 31.5 / 11.1 = 2.83 < 3$ Non vérifiée.

$d/h = 31.5 / 17.68 = 1.78 < 3$ Non vérifiée.

Alors les forces de frottement F_{fr} sont nulles.

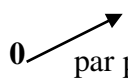
❖ **Forces résultantes \vec{R}** : Elles s'appellent aussi : Actions d'ensemble. La force résultante \vec{R} appliquée sur notre bâtiment peut être décomposée en deux forces :

→ Une force verticale de soulèvement \vec{R}_z ,

→ et une force globale horizontale \vec{R}_{xy} , qui se décompose en deux forces \vec{R}_x et \vec{R}_y appliquées suivant les directions x et y respectivement ; $\vec{R}_{xy} = \vec{R}_x + \vec{R}_y$.

Dans notre structure, l'action de la force de soulèvement R_z est négligeable parce qu'il y a des planchers très lourds ; le bâtiment est certainement stable.

L'intensité d'une force résultante \vec{R} est donnée par la formule suivante : (art 2.1.2 du RNV).

$R = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{frj}$  par projection de toutes les forces élémentaires sur un axe de direction (x, y ou z). Donc $R = \sum (q_i \times S_i) =$ voir les valeurs du tableau suivant.

Pour le vent V1 :

$S_1 = h \times b = 4.08 \times 30.7 = 125.256 m^2$

$S_2 = h \times b = 3.23 \times 30.7 = 99.161 m^2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_{17}$

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m ²)	Surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (daN/m ²)
D	2.04	72,43275	125.256	9072,636534	0
	5.78	72,43275	99.161	7182,503923	0
	9.18	72,43275	99.161	7182,503923	0
	12.58	80.02879	99.161	7935,734845	0
	15.98	90.09295	99.161	8933,707015	0
		98.05302	99.161	9723,035516	
		106.09588	99.161	10520,57356	
		111.28559	99.161	11035,19039	
		122.15249	99.161	12112,76306	
		122.152492	99.161	12112,76326	
	126.51265	99.161	12545,12089		

		130.80428	99.161	12970,68321	
		134.74727	99.161	13361,67404	
		138.676545	99.161	13751,30488	
		141.952629	99.161	14076,16464	
		145.192775	99.161	14397,46076	
		137.089902	99.161	13593,97177	
E	2.04	11.1435	125.256	1395,790236	0
	5.78	11.1435	99.161	1105,000604	0
	9.18	11.1435	99.161	1105,000604	0
	12.58	12.31212	99.161	1220,882131	0
	15.98	13.86045	99.161	1374,416082	0
		15.08508	99.161	1495,851618	
		16.32244	99.161	1618,549473	
		17.12086	99.161	1697,721598	
		18.79269	99.161	1863,501933	
		18.79269	99.161	1863,501933	
		19.46348	99.161	2437,917651	
		20.12373	99.161	1995,489191	
		20.73035	99.161	2055,642236	
		21.3348	99.161	2115,580103	
		21.8388	99.161	2165,557247	
		22.3373	99.161	2214,989005	
		11.42415	99.161	1132,830138	
	12.5512	99.161	1244,589543		
F	15.98	-154.33	17.672		-2727,31976
G	15.98	-79.27	16.168	0	-1281,63736
H	15.98	-26.42	236.888	0	-6258,58096
I	15.98	92.48	281.06	0	25992,4288
	15.98	13.12	281.06		3687,5072
Totale :				179660.6797	19412,3979

Pour le vent V2 :

$$S_1 = h_i \times b = 4.08 \times 18.8 = 76.704 m^2$$

$$S_2 = h_i \times b = 3.40 \times 18.8 = 60.724 m^2 = S_3 = S_4 = S_5 = S_{17}$$

Pour cpi = -0.3

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m ²)	surface	R(zx) (N/m ²)	R(zy) (daN/m ²)
D	2.04	61,28925	76.704	1083,103626	0
	5.78	61,28925	60.724	3721,728417	0
	9.18	61,28925	60.724	3721,728417	0
	12.58	67,716	60.724	4111,986384	0
	15.98	75,9715	60.724	4613,293366	0
		76,23275	60.724	4629,157511	
		82,96255	60.724	5451,551752	
		89,7759	60.724	3130,079304	
		51,546	60.724	5718,072424	
		94,16495	60.724	6276,473932	
		103.36068	60.724	6276,490328	
		103,36095	60.724	6500,492055	
		107,0498	60.724	6720,686388	
		110,67595	60.724	5451,551752	
		114,01995	60.724	6923,747444	
	117,34305	60.724	7125,539368		
	125,66125	60.724	7630,653745		
E	2.04	0	45.288	0	0
	5.78	0	37.74	0	0
	9.18	0	37.74	0	0
	12.58	0	37.74	0	0
	15.98	0	37.74	0	0
F	15.98	-138.06	17.672	0	-2439.79
G	15.98	-75.31	16.168	0	-1217.61
H	15.98	-50.21	236.888	0	-11891.77
I	15.98	62.76	281.06	0	17639.32
	15.98	12.55	281.06		3527.30
Totale :				82809.8459	5617.45

Pour $c_{pi} = 0.2$

Zone	Z (m)	q (z) (daN/m²)	surface	R(zx) (N/m²)	R(zy) (daN/m²)
D	2.04	33,4305	76.704	2564,25307	0
	5.78	33,4305	60.724	2030,04705	0
	9.18	33,4305	60.724	2030,04705	0
	12.58	36,936	60.724	2242,91644	0
	15.98	41,5815	60.724	2525,01164	0
		45,2523	60.724	2747,91877	
		48,9687	60.724	2973,59493	
		51,3627	60.724	3118,96914	
		56,3787	60.724	3423,56273	
		58,3908	60.724	3545,7463	
		60,3687	60.724	3665,85309	
		62,1927	60.724	3776,61439	
		64,0053	60.724	3886,68344	
		65,5158	60.724	3978,40765	
		67,0092	60.724	4069,09346	
		68,5425	60.724	4162,20219	
		75,3084	60.724	4573,0574	
E	2.04	-27,85875	76.704	-3580,40655	0
	5.78	-27,85875	60.724	-2983,67213	0
	9.18	-27,85875	60.724	-2983,67213	0
	12.58	-30,78	60.724	-3355,04138	0
	15.98	-34.6512	60.724	-3698,43075	0
		-37.710	60.724		
		-40.807	60.724		
		-42.802	60.724		
		-42.8025	60.724		
		-46,98225	60.724		
		-46.98225	60.724		
		-48.659	60.724		
		-50.307	60.724		
		-51.827	60.724		

		-53.337	60.724		
		-54.596	60.724		
		-55.841	60.724		
		-57.1187	60.724		
		-62.757	60.724		
F	15.98	-200.8224	17.672	0	-3548,93345
G	15.98	-138.0654	16.168	0	-2302,93087
H	15.98	-50.2056	236.888	0	-837,429408
I	15.98	0	281.06	0	0
	15.98	-50.2056	281.06		4688,0808
Totale :				11046.4092	-2001,21293