

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

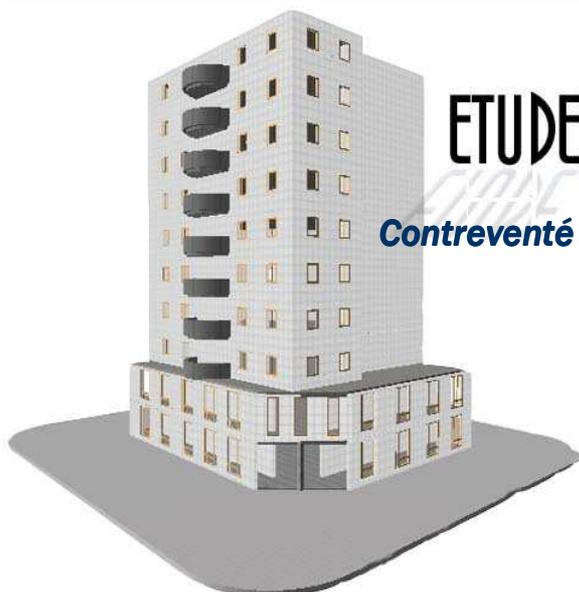


Ecole Nationale des Travaux Publics

PROJET DE FIN D'ETUDE

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

THEME



ETUDE D'UN BATIMENT R+9

Contreventé par voiles-portiques en Béton Armé

Encadré par :

Mr. KIBBOUA Abderrahmane
Chargé de recherche au CGS

Présenté par :

- GHARBI Mohamed
- MOHAMMEDI Mohamed

Promotion 2007



REMERCIEMENT

- TM** Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.
- TM** Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur "Mr. KIBBOUA Abderrahmane" (chargé de recherche au CGS), pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.
- TM** Nous tenons à remercier "Mr. MEHANI Youssef" le collègue de notre encadreur qui nous a laissé bénéficier de leur savoir.
- TM** Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
- TM** Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.
- TM** Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté l'aide et l'encouragement, Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

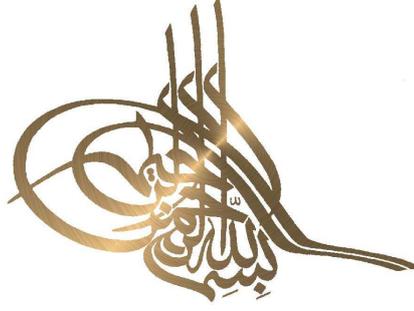
Dédicace

Je dédie ce modeste travail a tous ceux qui me sont très chers :

- A la mémoire de ma chère grand-mère.
- A ma mère.
- A mon père.
- A mon frère et ma sœur
- A toute ma famille sans exception.
- A tous mes amis
- A tous mes camarades de l'E. N. T. P
- A mon binôme GHARBI Mohamed.

Hamada

الإهداء



أهدي هذا العمل المتواضع الذي هو نتاج لثمرة ضلت تينع طيلة خمس سنين من الجهد والهناء:

✓ إلى أمي الضالمة "فاطمة" حفظها الله ، وإلى أبي العزيز "علي" الذي طالما كان عوناً لي...

✓ إلى إخوتي جميعاً

✓ إلى كل أقراني و أخص بالذكر عمي "مسعود" وزوجته، وإلى خالي "شريط" اللذين أمداني بالكثير جزاهم الله خير الجزاء.

✓ إلى أستاذي الفاضل: "بن جدو بلروس"

✓ إلى رفقاء دربي في الحياة: حامد، بن الشيخ، أبو سهيل محمد، محمد ج، إبراهيم، عبد الرحمن، أحمد صيد، صراوي، بوديسة جمال. د.محمد، صيد لخضر س..... وغيرهم

✓ إلى الذين عرفتهم أثناء مشواري الدراسي فكانوا حقا نعم الأصدقاء: دكمة عبد الكريم، دويرم، رحيش الطادق، حمزة ، شلالى محمد، بختي، غانمي يس، يزير، براج، عيسى

سايدي، الهلة الحاج، سالم، المياشي، مصطفى الكينغ، منصورى، موسى، نهمي، زكرياء، بوشاقور محمد، مختار، طرشي، لهقاب، علي جبرون، بلقاسم صدارة.....

✓ إلى كل من عرفتهم ولم يسهم ذكرى.....

✓ إلى رفيقي في المذكرة: "محمدي محمد"، وكلي أمل أن يسعد بمستقبله

✓ إلى كل من ساهم في إنجاح هذا العمل من قريب أو من بعيد.

محمد غريبي

SOMMAIRE

CHAPITRE I: INTRODUCTION GENERALE

I.1. GENERALITES	-1-
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE	-2-
I.2.1. Introduction.....	-2-
I.2.2. Caractéristiques de la structure.....	-2-
I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT	-3-
I.3.1. Structure de contreventement.....	-3-
I.3.2. Le Plancher.....	-3-
I.3.3. La cage d'escalier.....	-3-
I.3.4. Les façades.....	-3-
I.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	-4-
I.4.1 introduction.....	-4-
I.4.2. Le béton.....	-4-
I.4.2.1. composition du béton.....	-4-
I.4.2.2. Dosage de béton.....	-4-
I.4.2.3. Résistance mécanique du béton.....	-5-
I.4.2.4. Modules de déformation longitudinale.....	-6-
I.4.2.5. Contrainte de calcul béton comprimé.....	-7-
I.4.3. L'Acier.....	-8-
I.4.3.1. Définition.....	-8-
I.4.3.2. Caractéristiques mécaniques.....	-8-
I.4.3.3. Contrainte limite des Aciers.....	-9-

CHAPITRE II: DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION	-11-
II.2.a. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES	-11-
a/ Résistance au feu.....	-11-
b/ Isolation phonique.....	-11-
c/ Résistance a la flexion.....	-11-
d/ Condition de flèche.....	-12-
II.2.b. DESCENTE DE CHARGES DES DALLES	-13-
a / introduction.....	-13-
b/ plancher terrasse (inaccessible).....	-13-
c/ plancher étage courant.....	-14-
d/ plancher 1 ^{er} niveau (services).....	-15-
e/ plancher RDC.....	-15-
II.3. CLOISONS EXTERIEURS	-15-
II.4. ACROTÈRE	-15-
II.5. PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE DES ESCALIERS	-15-
II.6. BALCON	-17-
II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	-18-
II.8. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	-19-
II.8.1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau.....	-20-
II.8.2. Majoration des surfaces.....	-21-
II.8.3. Calcul des charges et surcharges revenant au poteaux.....	-21-
II.8.4. Estimation des sections droites.....	-22-
II.9. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	-26-
II.10. DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE	-28-
II.9.1. Poids des Voiles.....	-28-
II.9.2. Poids des poutres.....	-29-
II.9.3. Poids des poteaux.....	-29-
II.9.5. Poids de l'acrotère.....	-30-
II.9.6. Poids du mur de façade.....	-30-
II.9.7. Poids du balcon.....	-30-
II.9.8. Poids de l'escalier.....	-30-

CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION	-32-
III.2. CALCUL DE L'ACROTERE	-32-
III.2.1. Introduction.....	-32-
III.2.2. Evaluation des Charges.....	-32-
III.2.3. Sollicitations.....	-32-
III.2.3.1 Etat limite ultime.....	-32-
III.2.3.2 Etat limite de service.....	-32-
III.2.4.1. Calcul à l' E.L.U.....	-33-
III.2.4.2. Calcul à l'ELS.....	-35-
III.2.4.3. Condition de non fragilité.....	-36-
III.2.5. L'armature de répartition.....	-36-
III.2.6. Vérification au cisaillement.....	-36-
III.3. CALCUL DES BALCONS	-36-
III.3.1. Introduction.....	-36-
III.3.1.1. Evaluation des charges.....	-36-
III.3.1.3. Combinaisons.....	-37-
III.3.1.2. Sollicitations.....	-37-
III.3.1.4. Vérification des contraintes.....	-38-
III.3.1.5. Condition de non fragilité.....	-39-
III.3.1.6. Vérification de l'effort tranchant.....	-39-
III.3.1.7. Vérification au séisme.....	-39-
III.3.1.8. Conclusion.....	-40-
III.4. CALCUL DES ESCALIERS	-40-
III.4.1. Détermination des efforts.....	-40-
III.4.2. Ferrailage.....	-41-
III.4.2.1. Ferrailage de la paillasse :	-41-
III.4.2.1.1. Armature longitudinale	-41-
III.4.2.1.2. Condition de non fragilité.....	-42-
III.4.2.1.3. calcul de l'espacement.....	-42-
III.4.2.1.4. Armatures de répartition.....	-42-
III.4.2.1.5. Vérification au cisaillement.....	-42-
III.4.3 Calcul de la poutre palière	-43-
III.4.3.1. Calcul du moment maximum.....	-43-
III.4.3.2.Calcul du Ferrailage	-44-
III.4.3.3. Vérifications diverses.....	-45-
III.5. CALCUL DES POUTRELLES DU PLANCHER CORPS CREUX	-46-
III.5.1. Introduction.....	-46-
III.5.2. Calcul des poutrelles.....	-46-
III.5.2.1. Combinaisons.....	-47-
III.5.2.2. Ferrailage.....	-47-
III.5.3. Ferrailage des poutrelles.....	-50-
III.5.3.1. En travée.....	-50-
III.5.3.2. Sur appuis.....	-50-
III.5.4. Calcul des armatures transversales et de l'espacement.....	-51-
III.5.5. Vérifications.....	-51-
III.5.5.1. Effort tranchant.....	-50-
III.5.5.2. Vérification de la condition de non fragilité.....	-50-
III.5.5.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	-50-
III.5.5.4. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)	-52-
III.5.5.4. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)	-53-
III.5.5.5. Vérification de la flèche.....	-53-
III.5.6. Ferrailage de la dalle de compression.....	-54-

CHAPITRE IV: ETUDE AU VENT

IV.1. INTRODUCTION	-55-
IV.2. APPLICATION DES RNV99	-55-
IV.2.1. détermination de coefficient dynamique C_d	-56-
IV.2.2.: détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn}	-56-

IV.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	-58-
IV.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	-61-
IV.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p	-61-
IV.2.6. Calcul de la pression due au vent	-62-
IV.2.7. Calcul des forces de frottement	-64-
IV.2.8. Détermination de la force résultante	-64-

CHAPITRE V: L'ETUDE SISMIQUE

V.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE	-66-
V.2. MODELISATION MATHEMATIQUE	-66-
V.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCULE	-66-
V.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalent	-66-
V.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	-67-
V.3.2.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	-67-
V.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003	-67-
V.4.1. Classification de la zones sismique	-67-
V.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance	-68-
V.4.3. Classification du site	-68-
V.4.4. Classification des systèmes de contreventement	-68-
V.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration	-68-
V.5. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	-69-
V.5.1. Principe de la méthode	-69-
V.5.2. Modélisation de la structure	-69-
V.5.3. Calcul de la force sismique totale	-69-
V.5.3.1. Coefficient d'accélération de zone A	-70-
V.5.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D	-70-
V.5.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale	-71-
V.5.3.4. Coefficient de comportement global de la structure R	-72-
V.5.3.5. Facteur de qualité Q	-72-
V.5.3.6. Poids total de la structure	-72-
V.5.3.7. Résumé des résultats	-73-
V.6. METHODE MODALE SPECTRALE	-73-
V.6.1. Principe	-73-
V.6.2. Modélisation de la structure	-73-
V.6.2.1. Description du logiciel ETABS	-74-
V.6.2.2. Modélisation des éléments structuraux	-74-
V.6.2.3. Modélisation de la masse	-74-
V.6.2.4. Spectre de réponse de calcul	-73-
V.6.3. Nombre de modes à considérer	-76-
V.6.4. Effets de la torsion accidentelle	-76-
V.7. ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE	-76-
V.7.1. Introduction	-76-
V.7.2. Caractéristiques géométriques de la structure	-79-
V.7.2.1. Le centre de gravité des masses	-79-
V.7.2.2. Le centre de torsion	-80-
V.7.2.3. Calcul de l'excentricité théorique et de l'excentricité accidentelle	-80-
V.7.3. Résultat de calcul de la variante existante	-83-
V.7.3.1. Nombre de modes à considérer	-83-
V.7.3.2. Les modes propres	-83-
V.7.3.3. Interprétation des résultats	-85-
V.8. ANALYSE DE LA DEUXIEME STRUCTURE PROPOSEE	-85-
V.8.1. Excentricité Théorique et Accidentelle	-86-
V.8.2. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure	-87-
V.8.2.1. Périodes propres et fréquences propres	-87-
V.8.2.2. Pourcentage des masses modales effectives	-89-
V.9. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES	-89-
V.9.1. Période fondamentale théorique	-89-
V.9.2. Résultante des forces sismique	-90-
V.9.2.1. Distribution horizontale des forces sismiques	-91-

V.9.3. Justification de l'interaction portiques-voiles	-92-
V.9.4. Justification de la stabilité au renversement.....	-93-
V.9.5. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	-93-
V.9.6. vérification des déplacements latéraux inter- étages.....	-94-
V.9.7. Justification vis à vis des déformations.....	-96-

CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. INTRODUCTION	-97-
VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	-97-
VI.2.1. Combinaisons des charges.....	-97-
VI.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003.....	-98-
VI.2.3. Identification des poteaux.....	-98-
VI.2.4. Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version2003.....	-100-
VI.2.5. Ferrailage longitudinal.....	-100-
VI.2.6. Exemple de ferrailage.....	-101-
VI.2.7. Vérification de flambement.....	-103-
VI.2.8. Vérification de la condition de non fragilité	-103-
VI.2.9. Vérification de la contrainte de cisaillement	-103-
VI.2.10. Vérification de l'effort normal réduit	-103-
VI.2.11. Vérification du noeud vis-à-vis des moments fléchissant	-104-
VI.2.12. Calcul des armatures transversales	-104-
VI.2.12.1. Condition d'espacement.....	-104-
VI.2.12.1. Condition d'espacement.....	-105-
VI.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	-106-
VI.3.1. Introduction.....	-106-
VI.3.2. Combinaisons des charges	-106-
VI.3.3. Recommandation du RPA 99/version 2003.....	-106-
VI.3.4. Exemple de ferrailage	-107-
VI.3.4.1. Ferrailage longitudinal	-107-
VI.3.4.2. Vérifications nécessaires pour les poutres	-107-
VI.3.4.3. Armatures transversales.....	-108-
VI.3.4.3.1. Dispositions constructives	-108-
VI.3.4.3.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	-108-
VI.3.4.3.3. Vérification de l'effort tranchant.....	-109-
VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES	-110-
VI.4.1. Introduction.....	-110-
VI.4.2. Voiles pleins.....	-110-
VI.4.2.1. Aciers verticaux.....	-110-
VI.4.2.2. Aciers horizontaux.....	-110-
VI.4.2.3. Règles communes.....	-111-
VI.4.2.4. Calcul du ferrailage vertical.....	-111-
VI.4.2.5. Exemple d'application.....	-112-
VI.4.2.5.1. Armatures verticales.....	-112-
VI.4.2.5.2. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003.....	-113-
VI.4.2.5.3. Le pourcentage minimal	-113-
VI.4.2.5.4. Espacement.....	-114-
VI.4.2.5.5. Ferrailage longitudinal des autres voiles	-114-
VI.4.2.5.6. FERRAILLAGE HORIZONTAL.....	-119-
VI.4.2.5.6.1. Vérification des voiles à l'Effort tranchant.....	-119-
VI.4.2.5.6.2. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant	-119-
Exemple d'application.....	-120-

CHAPITRE VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. INTRODUCTION	-121-
VII.2. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	-121-
VII.2.1. Dimensionnement.....	-121-
VII.2.2. Détermination des sollicitations.....	-121-
VII.2.3. Calcul du ferrailage vertical.....	-122-
VII.2.4. Conditions exigées par le RPA99/version 2003.....	-123-
VII.2.5. Calcul du Ferrailage longitudinal.....	-123-
VII.2.6. Vérification de la condition non fragilité	-124-
VII.3. ETUDE DES FONDATION	-124-
VII.3.1. Introduction.....	-124-
VII.3.2. choix du type de fondation.....	-124-
VII.3.2.1. SEMELLES FILANTES.....	-124-
VII.3.2.2. RADIER GENERAL.....	-126-
VII.3.2.2.1. Pré dimensionnement du radier	-127-
VII.3.2.2.2. Calcul de la surface du radier	-127-
VII.3.2.2.3. Calcul du D (débordement)	-128-
VII.3.2.2.4. Vérification du radier.....	-128-
VII.3.2.2.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER	-129-
VII.3.2.2.6. Vérification de la stabilité du radier	-130-
VII.3.2.2.7. FERRAILLAGE DU RADIER	-131-
VI.3.2.3. FERRAILLAGE DE LA NERVURE.....	-134 -
VII.3.2.3.1. Charge et sur charge	-134-
VII.3.2.3.2. Armatures longitudinal.....	-134-
VII.3.2.3.3. Armatures transversales.....	-136-
VII.3.2.3.4. Disposition constructive.....	-136-
VII.3.2.4. Ferrailage de débord du radier.....	-137-
VII.3.2.4.1. Calcul des armatures	-137-
VII.3.2.4.2. Conclusion	-138-
VII.3.2.4.3. Vérification au cisaillement.....	-138-
Conclusion.....	-139-

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I

The drawing shows a 3D perspective of a building with a complex, irregular footprint. It includes a floor plan, a section view showing a staircase, and various technical annotations. A table of dimensions is provided below the drawing.

L_x	22.05	1.74
L_y	8.80	0.26
S_x	19.90	0.26

** Il s'agit d'un cadre non régulier, le plan est classé irrégulier.*

INTRODUCTION GENERALE

I.1. GENERALITES:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages (R+9), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS (Version 9.0.7)* particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Plusieurs vérifications à la sécurité ont été également effectuées à savoir:

- La stabilité d'ensemble.
- L'Effet P- Δ .
- Etat limite des déplacements inter étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE

I.2.1. Introduction

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et d'un premier étage à usage commercial et bureaux respectivement, plus les 08 niveaux à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Alger, Ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (zone III selon le RPA99/Version2003), la structure du bâtiment présente une irrégularité en plan pour toute la structure, et en élévation à partir du 2^{ème} niveau.

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

I.2.2. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 19.90 m.
- Longueur en plan 22.65 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 31.62m.
- Hauteur du RDC 4.08m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.

Données du site :

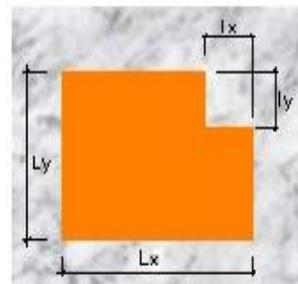
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3 (*faute de rapport de sol*)
- Contrainte admissible du sol $\bar{s} = 2$ bars.

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation:

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{9.55}{22.65} = 0.42 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

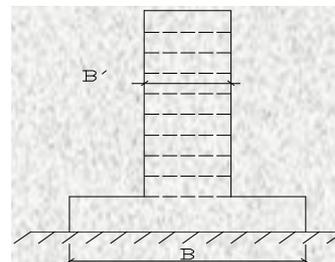
$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{5.35}{19.90} = 0.26 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$



b) Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{20}{22.65} = 0.88 \geq 0.67 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{B'}{B} = \frac{8.80}{19.90} = 0.44 \leq 0.67 \text{ Non vérifiée}$$



§ Il suffit q'un critère n'est pas satisfait, le bâtiment est classé irrégulier.

I.3. CONCEPTION DE LA STRUCTURE DU BATIMENT

I.3.1. Structure de contreventement

L'ouvrage en question entre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003.

D'après les conditions de l'article 3-4-A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opter pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

I.3.2. Le Plancher

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

Les portées des poutres ne sont pas importantes.

- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

I.3.3. La cage d'escalier

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu'au huitième étage. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire sauf le RDC qui possède une petite volée en plus.

I.3.4. Les façades

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

○ HYPOTHESE DE CALCUL :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865 \text{ Mpa.}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195 \text{ Mpa.}$$

I.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

I.4.1 introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.4.2. Le béton:

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 a 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

I.4.2.1. composition du béton :

On appelle béton le matériaux constitué par le mélange, dans des proportions convenable de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et de l'eau.

a/ ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b / granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

Ø Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

Ø pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.4.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.4.2.3. Résistance mécanique du béton :

a/ Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

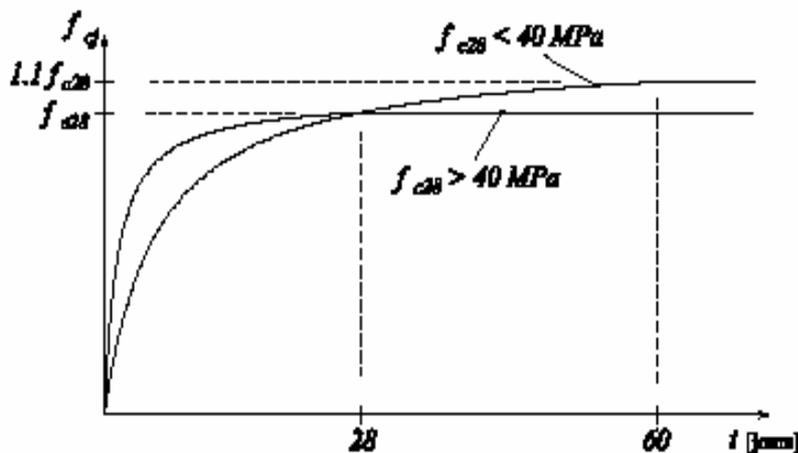


Fig.I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b/ Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

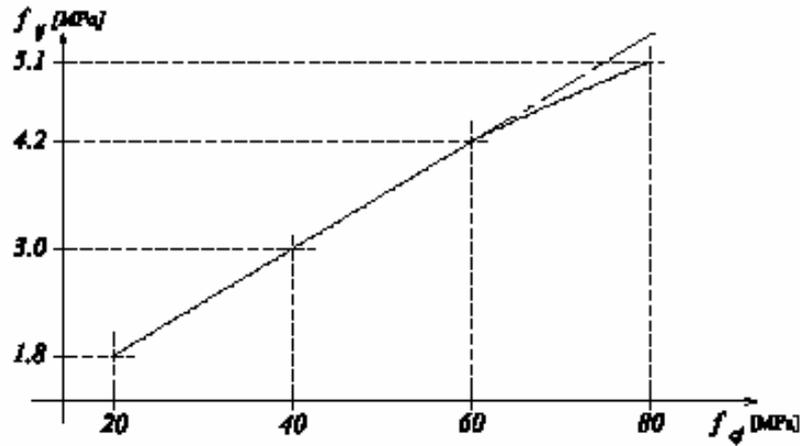


Fig .I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.4.2.4. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: $E_{ij} = 3E_{vj}$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

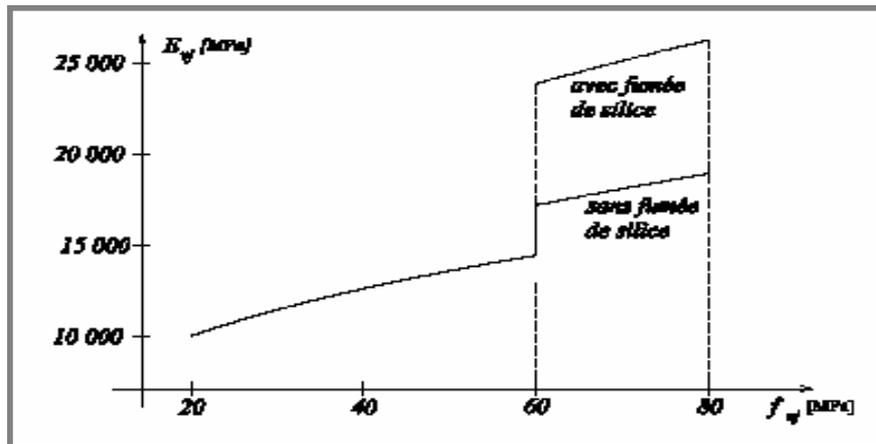


Fig.I.3: L'évolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

- **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

I.4.2.5. Contrainte de calcul béton comprimé

a/ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R)

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après.

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 + 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\frac{0,85 f_{cj}}{q \times g_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,
- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\mu = 0,85$ sinon.

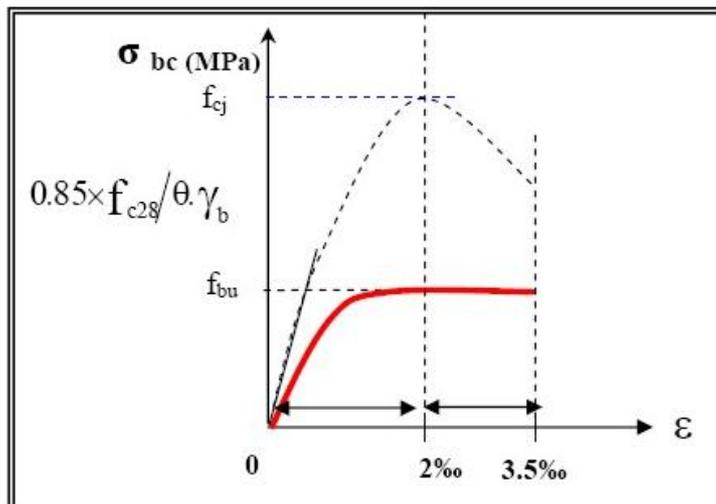


Fig.I.4: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

b. Contrainte ultime de cisaillement :

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

$$\bar{t} = \min (0.13 f_{cj} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{t} = \min (0.10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa})$$

c. Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

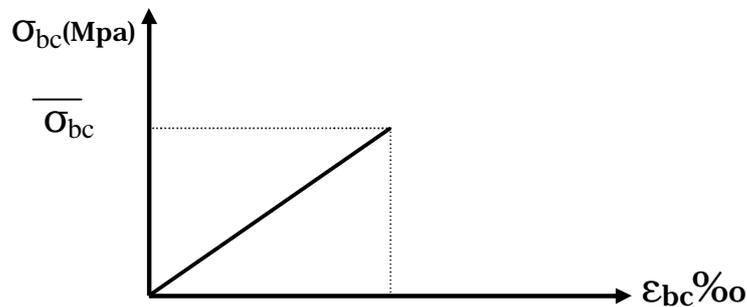


Fig .I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l' ELS.

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

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc}$$

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

I.4.3. L'Acier :

I.4.3.1. Définition

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.4.3.2. Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécanique des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau I.1– Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I.4.3.3. Contrainte limite des Aciers

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε (Figure I.6).

a/ Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

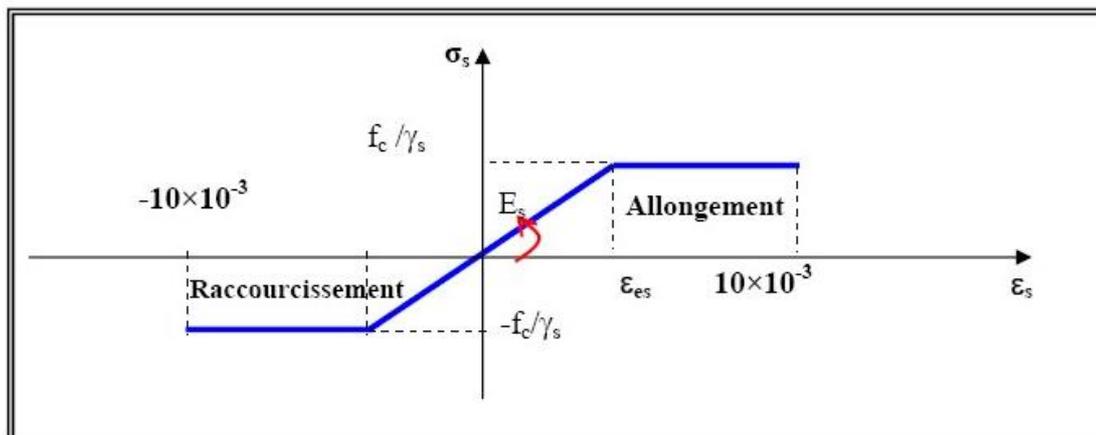


Fig.I.6: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

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

b/ Etat limite de service :

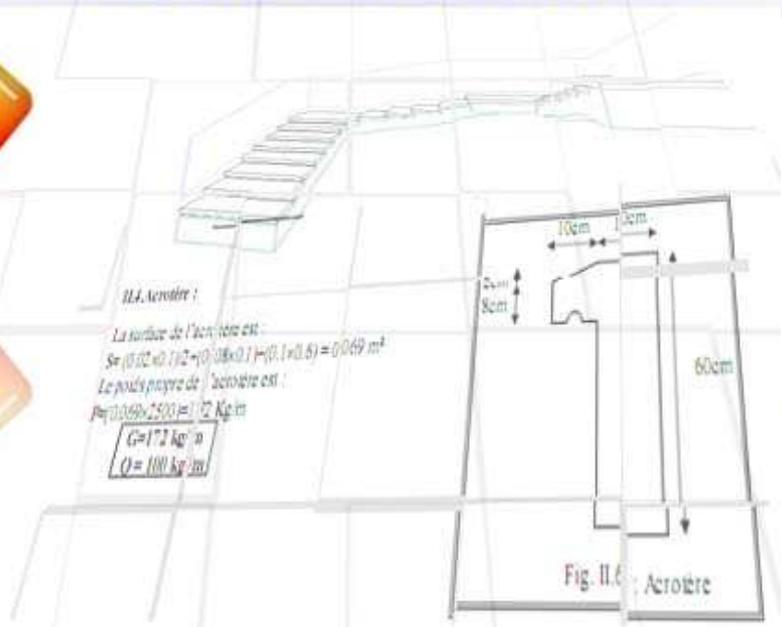
On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
 - Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right)$.
- η : coefficient de fissuration(=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

CHAPITRE II

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE II



II.1. Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0,12 + 0,1) \times 0,8 = 0,176 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = 0,176 \times 2500 = 440 \text{ Kg/m}$$

$G = 172 \text{ kg/m}$
 $Q = 100 \text{ kg/m}$

Fig. II.6 : Acrotère

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

Les règlements **RPA99**/version 2003 et le **CBA93**.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges

Pour chaque type d'élément.

II.2.1. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a/ Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

D'ou : $e = 11\text{cm}$

b/ Isolation phonique :

Selon les règles, l'épaisseur des planchers doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite notre épaisseur à $e = 16\text{ cm}$

c/ Résistance a la flexion :

• Dalle reposant sur deux appuis : $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$

• Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 \leq e \leq Lx/40$

Lx : étant la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis à une portée Lx égale à 2.25 m

On aura donc : $(2.25/50)\text{ m} \leq e \leq (2.25/40)\text{ m}$

$4.5\text{ cm} \leq e \leq 5.62\text{ cm}$ donc $e = 5\text{ cm}$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles $e = 16\text{ cm}$ sous réserve de vérifier la condition de flèche.

d/ Condition de flèche :

La condition à vérifier est la suivante : $f_{\max} \leq L_{\max} / 500$

f_{\max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre encastree a ses extremités

Le calcul RDM nous donne : $f_{\max} = 5q L_x^4 / 384 EI$

$$5 \times q \times L_x^4 / 384 EI \leq L_x / 500 ; \quad \text{avec : } I = b \times e^3 / 12$$

$$\text{D'où : } e \geq \sqrt[3]{(3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b)}$$

$$\Rightarrow e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot q \cdot L_x^3) / (384 \cdot E \cdot b))^{1/3}$$

Pour ce faire, on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ La dalle est supposée encastree a ses deux extremités. Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes :

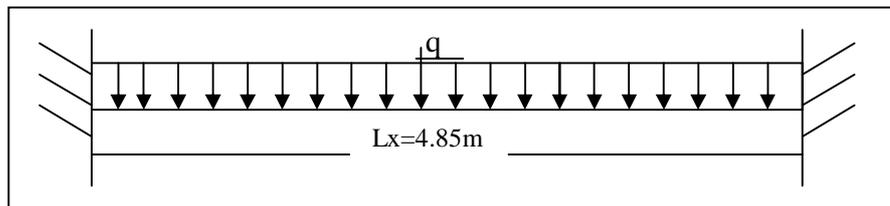


Fig. II.1 : charge de la dalle

$G = 725 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge permanente.

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$ —————► charge d'exploitation.

Ceci donne $q = (725 + 150) \cdot 1.00 = 875 \text{ Kg/ml}$

$E = 30822.5 \text{ MPa} = 308225 \text{ Kg/cm}^2$

D'où :

$$e \geq ((3 \cdot 10^4 \cdot 875 \cdot 10^{-2} \cdot 485^3) / (384 \cdot 308225 \cdot 100))^{1/3} = 13.62 \text{ cm}$$

On prend $e = 14 \text{ cm}$.

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max(11, 16, 5, 14)$

Donc : **$e = 16 \text{ cm}$**

■ Planchers à corps creux :

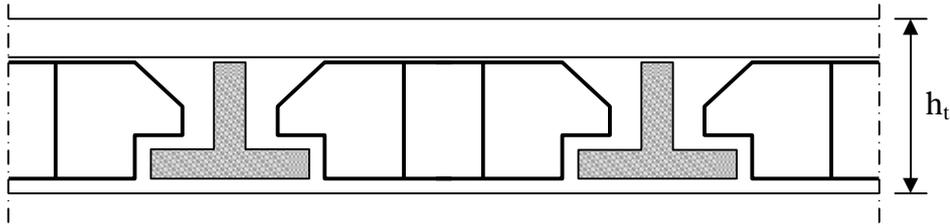


Figure II.2 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles, on utilisera la formule empirique

suivante : $\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$

L : la portée de la poutrelle mesurée a nu des appuis

On a: $L = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$ d'ou $18 < h_t < 22.5$

Donc, on adopte une épaisseur de: $h_t = 20 \text{ cm}$

Telle que $h_t = d + e \Rightarrow \begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ e = 4 \text{ cm} \end{cases}$

Alors notre dalle est d'épaisseur $e_p = (16+4) \text{ cm}$

II.2.b. DESCENTE DE CHARGES DES DALLES

a / introduction :

La descente de charges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher :

- G :charge permanente.
- Q :charge d'exploitation .

b/ plancher terrasse (inaccessible) :

1. protection en gravillon	(e=5cm)	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$
2. Etanchéité multicouches	(e=6 cm)	$0.06 \times 200 = 12 \text{ kg/m}^2$
3. Béton de pente	(e=10cm)	$0.1 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$
4. Isolation thermique au liège	(e=4 cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
5. Dalle pleine en corps creux	(e=16+4)	$0.20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
6. Enduit plâtre	(e=2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 633 kg/m ²

G = 633 kg/m²
Q = 100 kg/m²

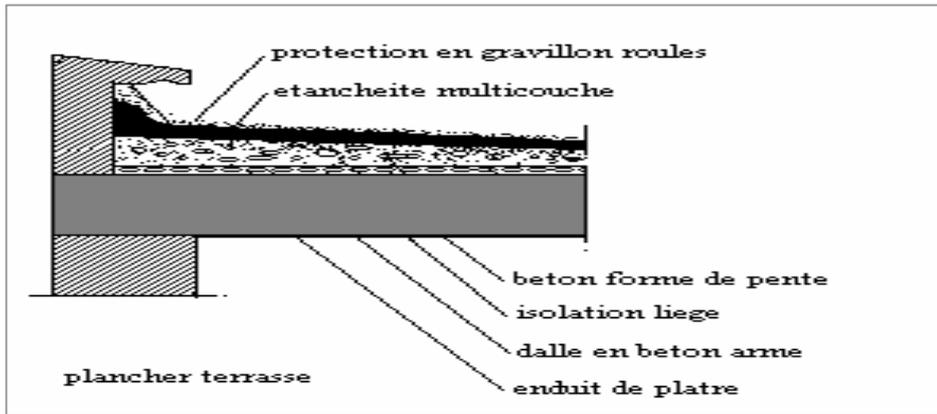


Fig.II.3 : Plancher terrasse

c/ plancher étage courant :

1. Revêtement en carrelage	(e=2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	(e=2cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e=3cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle en corps creux	(e=16+4 cm)	$0.20 \times 1400 = 280 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit plâtre	(e=2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
6. cloisons légers		$= 100 \text{ kg/m}^2$
		Total = 538 kg/m ²

G = 538 kg/m²
Q = 150 kg/m²

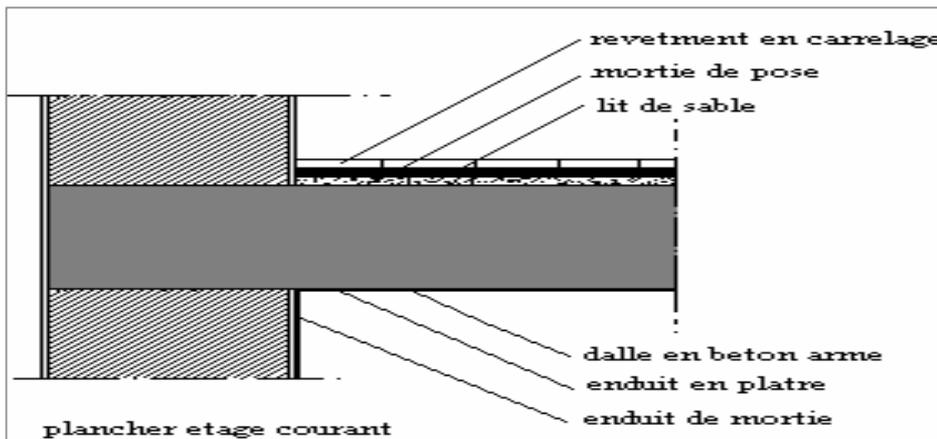


Fig.II.4 : Plancher étage courant

d/ plancher 1^{er} niveau (services) : $G = 538 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

e/ plancher RDC: $G = 538 \text{ kg/m}^2$ $Q = 500 \text{ kg/m}^2$

II.3. CLOISONS EXTERIEURS :

Enduit extérieur	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses (15 cm)	$0.15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
Briques creuses(10 cm)	$0.10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
Enduit intérieur	$0.015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
Total = 408 kg/m^2	

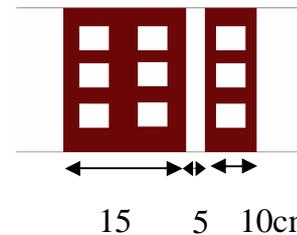


Fig.II.5 : cloisons extérieure

Avec 30% d'ouverture : $408 \times 0.70 = 285.6 \text{ kg/m}^2$

Donc : $G = 285.6 \text{ kg/m}^2$

II.4. ACROTÈRE :

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = 172 \text{ Kg/m}$$

$G = 172 \text{ kg/m}$
 $Q = 100 \text{ kg/m}$

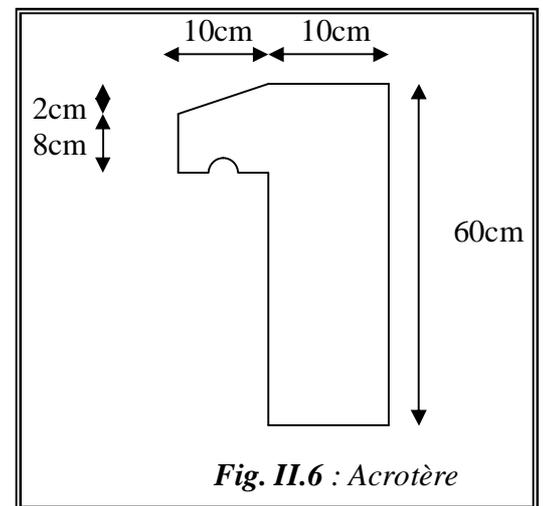


Fig. II.6 : Acrotère

II.5. PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE DES ESCALIERS :

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

Pour le dimensionnement des marches (g) et

contre marche (h), on utilise la formule de

BLONDEL : $59 < (g+2h) < 66$ avec :

Giron : $g = 30 \text{ cm}$

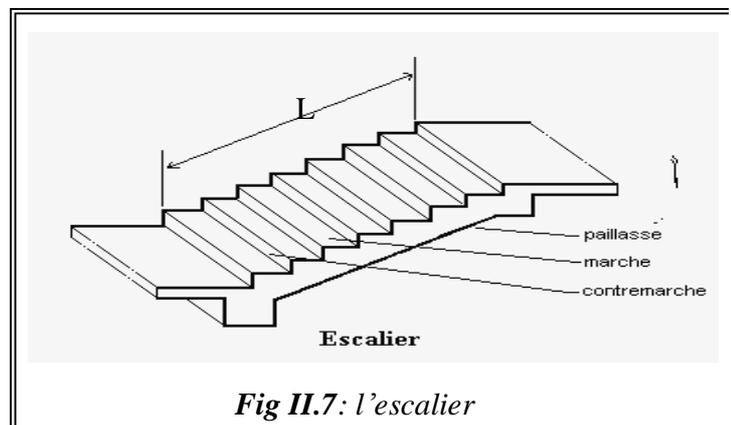


Fig II.7: l'escalier

Ø Rez de chaussée :

Pour le rez-de-chaussée la hauteur d'étage est de **4.08 m**, On a 03 volées, La première volée est de 1.02 m la deuxième et la troisième volée sont de 1.53m.

• **La première volée (1) :**

On a $H_1=1.02$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 6 marches

La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 5=150$ cm.

L'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha = 1.02/1.5 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

La longueur de la paillasse est : $L = 1.02/\sin\alpha = 1.81$ m.

• **La deuxième volée (2) :**

On a $H_2=1.53$ m, aussi on a : $14.5 < h < 18$ cm

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 9 marches

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 8=240$ cm.

- L'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{1.53}{2.70} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- La longueur de la paillasse est : $L = \frac{1.53}{\sin\alpha} = 3.10$ m.

Et c'est pareil pour la 3ème volée.

Ø **Etages courants :**

Hauteur : $H=3,06$ m.

Giron : $g=30$ cm.

Pour : $h=17$ cm \Rightarrow on aura 18 marches entre chaque étage

Dans ce cas on a deux volées dans chaque étage, la hauteur de chaque volée 1.53m

Donc : il y a 9 marches sur chaque volée

- La longueur de la ligne de foulée sera : $l=g(n-1)=30 \times 8=240$ cm.

- L'inclinaison de la paillasse : $tg\alpha = \frac{1.53}{2.70} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

- La longueur de la paillasse est : $L = \frac{1.53}{\sin\alpha} = 3.10$ m.

o **L'épaisseur de la volée :**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

Condition de résistance : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10,33 < e < 15,5$ avec $L=3.10$ m

On prend comme épaisseur : **e = 15 cm**

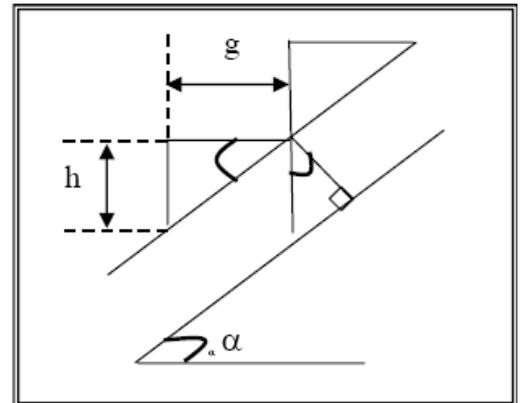


Fig.II.8 : schéma statique de l'escalier

A/ Palier :

1. Carrelage	(e=2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier de pose	(e=2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e=2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4. Dalle pleine	(e=16 cm)	$0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
5. Enduit plâtre	(e=2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 540 kg/m ²

G = 540 kg/m²
Q = 250 kg/m²

Palier (RDC) :	G = 540 kg/m²	Q = 250 kg/m²
-----------------------	---------------------------------	---------------------------------

B/ Volée :

1. Carrelage	(e=2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
2. Mortier	(e=2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e=2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4. Poids propre de la marche	(e=17cm)	$0.5 \times 0.17 \times 2200 = 187 \text{ kg/m}^2$
5. Poids propre de la paillasse	(e=12 cm)	$2500 \times 0.12 / \text{Cos}29.54 = 345 \text{ kg/m}^2$
6. Gard corps	(e=10cm)	$0.1 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
7. enduit plâtre	(e=2cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
		Total = 812 kg/m ²

G = 812 kg/m²
Q = 250 kg/m²

Volée (RDC) :	G = 812 kg/m²	Q = 250 kg/m²
----------------------	---------------------------------	---------------------------------

II.6. BALCON :

En général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$L / 15 < e < L / 20 + 7$ avec : $L_{\text{max}} = 1,4\text{m}$

$9.33 \leq e \leq 14\text{cm}$

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

Le balcon est constitué par une console en béton armé

On estime le poids propre du balcon comme suit :

1. Dalle pleine	(e=14 cm)	$0.14 \times 2500 = 350 \text{ kg/m}^2$
2. enduit plâtre	(e=2cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$
3. Lit de sable	(e=2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
4. Mortier de pose	(e=2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
5. Revêtement en carrelage	(e=2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
		Total = 490 kg/m ²

G = 490 kg/m² **Q = 350 kg/m²**

II.7. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

○ Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- L : portée de la poutre
- H : hauteur de la section
- b : largeur de la section

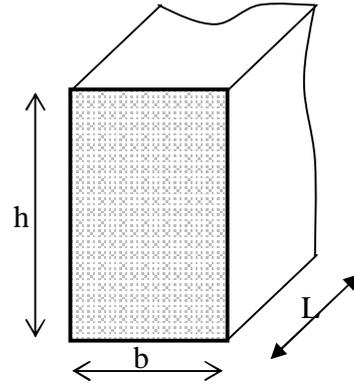


Fig.II.9 : Dimensions des poutres

○ Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\text{max}} = 1,5h_1 + b_1$

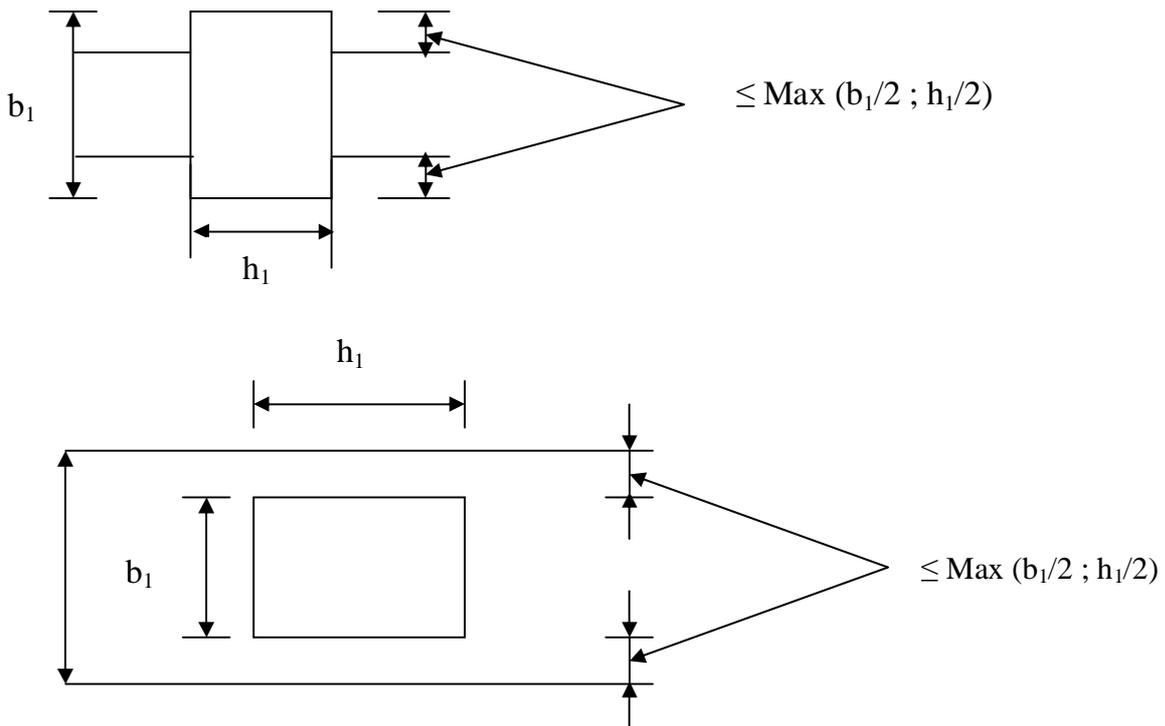


Fig.II.10: dimensions a respecter pour les poutres

Nous prendrons pour :

§ **Le Sens longitudinal:**

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m} \longrightarrow 0,32 \leq h_t \leq 0,485$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$.

$13.5 \leq b \leq 31.5$, On prend: $b = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

§ **Le Sens transversal:**

$$L_{\max} = 4.80 \text{ m} \longrightarrow 0,32 \leq h_t \leq 0,48$$

On prend: $h_t = 45 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 \quad (\text{conditions du RPA est vérifiée})$$

On remarque que les longueurs (max) dans le sens longitudinal et transversal sont presque égales.

II.8. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré , les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton .

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteaux doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elle préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0.9) + 0.85 (f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0.85(f_{c28} / \gamma_b) = 14.17 \text{ MPa}$.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$$F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

γ_b : 1,5.

γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend

Les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe sur un élanement mécanique par exemple $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

D'après RPA99/ version 2003 :

$A/B_r = 0,90\%$ (zone III)

$B_r(m^2) \geq 0.0652 Nu(t)$

II.8.1. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Poteaux d'angle	Surfaces (m ²)	Poteaux de rive	Surfaces (m ²)	Poteaux de rive	Surfaces (m ²)
A1	2.47	B1	4.22	E7	6.16
A5	4.32	C1	4.09	D6	4.10
D5	9.54	D1	4.46	C5	7.14
D7	2.40	E1	5.46	B5	7.38
I3	4.82	I4	5.83	A4	7.92
F1	4.19	I5	4.67	A3	6.30
I7	2.05	I6	3.54	A2	5.31
///////	///////	H7	3.99	H2	6.05
///////	///////	G7	5.70	///////	///////

Tableau. II.1: Surface offerte aux poteaux de rive et d'angle.

Poteaux centraux	Surfaces (m ²)	Poteaux centraux	Surface (m ²)	Poteaux centraux	surfaces (m ²)
E6	10.63	D4	13.37	B2	8.84
G6	9.83	E4	17.49	C2	8.55
E5	11.42	H3	10.49	G4	16.17
G5	7.46	B3	10.76	E2	11.42
H5	7.40	C3	10.41	G3	7.90
F3	10.36	D3	11.37	H4	11.33
B4	13.53	E3	13.91	D2	9.34
C4	13.09	H6	6.88	F2	9.65

Tableau.II.2: Surfaces offerte aux poteaux centraux.

II.8.2. Majoration des surfaces:

Les poteaux centraux: $S_1 = 17.49 \times 1.1 = 19.24 \text{ m}^2$.

Les poteaux de rive: $S_2 = 7.92 \text{ m}^2$.

Les poteaux d'angle: $S_3 = 9.54 \times 1 = 9.54 \text{ m}^2$.

II.8.3. Calcul des charges et surcharges revenant au poteaux :

§ Poteaux centraux :

Le poteau central le plus sollicité est (E-4) à une surface offerte : 17.49 m^2

Avec une majoration de 10%, on trouve que :

$$S_1 = 17.49 \times 1.1 = 19.24 \text{ m}^2.$$

-Niveau terrasse :

Plancher : $0,633 \times 19.24 = 12.18 \text{ t}$
 Poutre : $0,45 \times 0,3 \times (3.97+4.4) \times 2,5 = 2.82 \text{ t}$
 Surcharges : $0,100 \times 19.24 = 1.92 \text{ t}$

Ng=15 t.

Nq=1.92 t.

-Niveau étage courant :

Plancher : $0,538 \times 19.24 = 10.35 \text{ t}$
 Poutre : $0,45 \times 0,3 \times (3.97+4.4) \times 2,5 = 2.82 \text{ t}$
 Surcharges : $0,150 \times 19.24 = 2.88 \text{ t}$
 Cloisons intérieures..... $0,1407 \times (3.97+4.4) \times 3.06 = 3.60 \text{ t}$

Ng=16.77 t.

Nq=2.88 t.

-Niveau 1^{er} niveau (services) :

Plancher : $0,538 \times 19.24 = 10.35 \text{ t}$
 Poutre : $0,45 \times 0,3 \times (3.97+4.4) \times 2,5 = 2.82 \text{ t}$
 Surcharges : $0,250 \times 19.24 = 4.81 \text{ t}$
 Cloisons intérieures..... $0,1407 \times (3.97+4.4) \times 3.06 = 3.60 \text{ t}$

Ng=16.77 t.

Nq=4.81 t.

-Niveau RDC :

Plancher : $0,538 \times 19.24 = 10.35 \text{ t}$
 Poutre : $0,45 \times 0,3 \times (3.97+4.4) \times 2,5 = 2.82 \text{ t}$
 Surcharges : $0,500 \times 19.24 = 9.62 \text{ t}$
 Cloisons intérieures..... $0,1407 \times (3.97+4.4) \times 4.08 = 4.80 \text{ t}$

Ng=17.97 t.

Nq=9.62 t.

§ Poteaux de rive :

Les poteaux de rive ayant des surfaces offertes différentes, on prendra la valeur la plus importante correspondante à chaque niveau.

-Niveau terrasse : (S=7.92 m²)

Plancher :0,633×7.92=5.01 t
 Poutre : 0,45 × 0,3 × (4.4+1.8)×2,5= 2.09 t
 Surcharges :0,10×7.92=0.79 t
 Acrotère :..... 0,172x(4.4+1.8)×0.6 =0.63 t

Ng= 7.73 t.

Nq=0.79 t.

-Niveau étage courant : (S=7.92 m²)

Plancher :0,538×7.92=4.26 t
 Poutre:.....0,45 × 0,3 × (4.4+1.8)×2,5= 2.09 t
 Surcharges :0.15×7.92=1.18 t
 Cloisons extérieures..... 0,2856x(4.4+1.8)×3.06 =5.41t
 Balcon.....0,49 x 1.4 = 0.69 t

Ng=12.45 t

Nq=1.18 t

-Niveau 1^{er} niveau (services) : (S=7.92 m²)

Plancher :0,538×7.92=4.26 t
 Poutre:.....0,45 × 0,3 × (4.4+1.8)×2,5= 2.09 t
 Surcharges :0.25×7.92=1.98 t
 Cloisons extérieures..... 0,2856x(4.4+1.8)×3.06 =5.41t

Ng=11.76 t

Nq=1.98 t

-Niveau RDC : (S=7.92m²)

Plancher :0,538×7.92=4.26t
 Poutre:.....0,45 × 0,3 × (4.4+1.8)×2,5= 2.09 t
 Surcharges :0.50×7.92=1.11 t
 Cloisons extérieures..... 0,2856x(4.4+1.8)×4.08 =7.22t

Ng=13.57 t

Nq=3.96t

§ Poteaux d'angle:

Le poteau central le plus sollicité est (D-8) à une surface offerte : 9.54 m²

-Niveau terrasse : (S=9.54 m²)

- Plancher :0,633×9.54=6.03 t
- Poutre : 0,45 × 0,3 × (3.25+3.52)×2,5= 2.28 t
- Surcharges :0,10×9.54=0.95 t
- Acrotère :..... 0,172x(3.25+3.52)×0.6 =0.70 t

Ng= 9.01 t.

Nq=0.95 t.

-Niveau étage courant : (S=9.54 m²)

- Plancher :0,538×9.54=5.13 t
- Poutre : 0,45 × 0,3 × (3.25+3.52)×2,5= 2.28 t
- Surcharges :0.15×9.54=1.43 t
- Cloisons extérieures..... 0,2856x(3.25+3.52)×3.06 =5.91t
- Balcon.....0,49 x 1.4 = 0.69 t

Ng=14.01 t

Nq=1.43 t

-Niveau 1^{er} niveau (services) : (S=9.54 m²)

- Plancher :0,538×9.54=5.13 t
- Poutre : 0,45 × 0,3 × (3.25+3.52)×2,5= 2.28 t
- Surcharges :0.25×9.54=2.38 t
- Cloisons extérieures..... 0,2856x(3.25+3.52)×3.06 =5.91t

Ng=13.32 t

Nq=2.38 t

-Niveau RDC : (S=9.54m²)

- Plancher :0,538×9.54=5.13 t
- Poutre : 0,45 × 0,3 × (3.25+3.52)×2,5= 2.28 t
- Surcharges :0.5×9.54= 4.76 t
- Cloisons extérieures..... 0,2856x(3.25+3.52)×4.08 =7.88

Ng=15.30 t

Nq=4.76 t

II.8.4. Estimation des sections droites :

1/ Poteaux centraux :

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	a (m)	a'=a*1,2	a'(cm)	B(cm ²)	v
9	15	15	1.92	1.92	23.13	0.02	0.14	0.17	17.14	35x35	0.00076
8	16.77	31.8	2.88	4.80	50.09	0.03	0.20	0.24	24.09	35x35	0.00164
7	16.77	48.5	2.88	7.68	77.05	0.05	0.24	0.29	29.30	40x40	0.00193
6	16.77	65.3	2.88	10.56	104.01	0.07	0.28	0.34	33.65	40x40	0.00260
5	16.77	82.1	2.88	13.44	130.97	0.09	0.31	0.37	37.47	45x45	0.00259
4	16.77	98.9	2.88	16.32	157.93	0.10	0.34	0.41	40.91	45x45	0.00312
3	16.77	116	2.88	19.20	184.89	0.12	0.37	0.44	44.06	50x50	0.00296
2	16.77	132	2.88	22.08	211.85	0.14	0.39	0.47	47.00	50x50	0.00339
1	16.77	149	4.81	26.89	241.70	0.16	0.42	0.50	50.04	55x55	0.00320
RDC	17.97	167	9.62	36.51	280.39	0.18	0.45	0.54	53.71	55x55	0.00371

Tableau.II.3 : les sections des poteaux centraux

2/ Poteaux de rive:

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	a (m)	a'=a*1,2	a'(cm)	B(cm ²)	v
9	7.73	7.73	0.79	0.79	11.62	0.01	0.11	0.13	12.85	30x30	0.00052
8	12.45	20.2	1.18	1.97	30.20	0.02	0.16	0.19	19.24	30x30	0.00134
7	12.45	32.6	1.18	3.15	48.78	0.03	0.20	0.24	23.80	35x35	0.00159
6	12.45	45.1	1.18	4.33	67.35	0.04	0.23	0.28	27.55	35x35	0.00220
5	12.45	57.5	1.18	5.51	85.93	0.06	0.26	0.31	30.80	40x40	0.00215
4	12.45	70	1.18	6.69	104.51	0.07	0.28	0.34	33.72	40x40	0.00261
3	12.45	82.4	1.18	7.87	123.09	0.08	0.30	0.36	36.39	45x45	0.00243
2	12.45	94.9	1.18	9.05	141.66	0.09	0.32	0.39	38.87	45x45	0.00280
1	11.76	107	1.98	11.03	160.51	0.10	0.34	0.41	41.22	50x50	0.00257
RDC	13.57	120	3.96	14.99	184.77	0.12	0.37	0.44	44.05	50x50	0.00296

Tableau.II.4 : les sections des poteaux de rive

3/ poteaux d'angle:

Niveau	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _u (t)	B _r (m ²)	a (m)	a'=a*1,2	a'(cm)	B(cm ²)	v
9	9.01	9.01	0.95	0.95	13.59	0.01	0.11	0.14	13.70	30x30	0.00060
8	14.01	23	2.38	3.33	36.07	0.02	0.17	0.21	20.80	30x30	0.00160
7	14.01	37	2.38	5.71	58.56	0.04	0.22	0.26	25.85	35x35	0.00191
6	14.01	51	2.38	8.09	81.04	0.05	0.25	0.30	29.98	35x35	0.00265
5	14.01	65.1	2.38	10.47	103.52	0.07	0.28	0.34	33.58	40x40	0.00259
4	14.01	79.1	2.38	12.85	126.01	0.08	0.31	0.37	36.80	40x40	0.00315
3	14.01	93.1	2.38	15.23	148.49	0.10	0.33	0.40	39.74	45x45	0.00293
2	14.01	107	2.38	17.61	170.97	0.11	0.35	0.42	42.47	45x45	0.00338
1	13.32	120	2.38	19.99	192.53	0.13	0.37	0.45	44.92	50x50	0.00308
RDC	15.3	136	4.76	24.75	220.32	0.14	0.40	0.48	47.88	50x50	0.00353

Tableau.II.5: les sections des poteaux d'angle

L'article 7.4.1 de RPA99/version 2003 : exigent que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b₁, h₁, h_e: les dimensions du poteau, pour une construction dans la Zone III on a :

Min (b₁, h₁) ≥ 30 ok

Min (b₁, h₁) ≥ h_e / 20 ok

1/4 < b₁ / h₁ < 4 ok

Dans notre cas toutes ces conditions sont vérifiées.

Toutes ces conditions sont vérifiées cependant que pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicités soit : les poteaux centraux d'où :

étages	RDC-1	2-3	4-5	6-7	8-9
Poteaux (cm ²)	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35

Tableau.II.6: les sections finales des poteaux.

II.9. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Ø Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Ø Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Ø Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.).

D'après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« Les éléments satisfaisant la condition $(L \geq 4 e)$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après l'article 7-7-1 RPA99/ version 2003

« L'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées dans La figure (II.11)

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq h_e/25 = 408/25 = 16\text{cm}$$

$$e \geq h_e/22 = 408/22 = 18\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 408/20 = 20\text{cm}$$

$$e \geq \text{Max} (16, 18, 20)$$

On adopte Alors : **e = 20cm**

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- **Sens longitudinal** : $L_{\text{Min}} = 131 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$ (Vérifié)

- **Sens transversal** : $L_{\text{Min}} = 120 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$. (Vérifié)

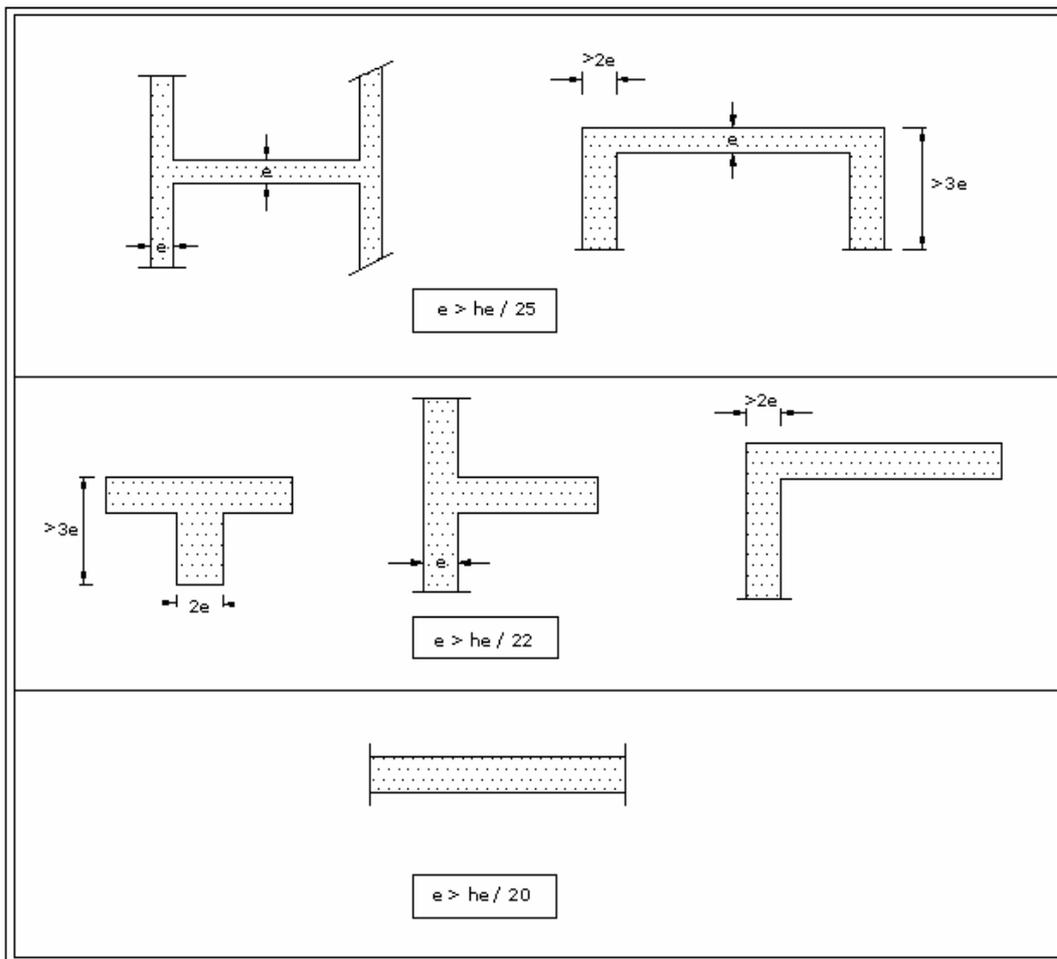


Fig. II.11: Coupe de voile en plan

II.10. DETERMINATION DU POIDS DE LA STRUCTURE :**II.9.1. Poids des Voiles :**

S_0 : Surface d'ouverture.

S_b : Surface brute.

S_n = Surface nette

$W = S_n \cdot \gamma_b$

$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$.

$e = 20 \text{ cm}$, épaisseur des voiles

RDC : Hauteur de RDC = 4.08m

Tableau.II.7: Poids des voiles du RDC et 1^{er} niveau

Voiles	nombre	L(m)	$S_b(\text{m}^2)$	$S_o(\text{m}^2)$	$S_n(\text{m}^2)$	W(t)	Wt(t)
V1	4	1.20	4.89	0.0	4.89	2.45	9.8
V2	1	1.20	2.45	0.0	2.45	1.23	1.23
V3	2	3.10	12.64	0.0	12.64	6.32	12.64
V4	2	3.75	15.3	0.0	15.3	7.65	15.3
V5	3	1.15	4.69	0.0	4.69	2.35	7.05
V6	2	1.15	4.69	0.0	4.69	2.345	4.69
V7	4	1.15	4.69	0.0	4.69	2.345	9.38
V8	2	0.60	15.9	0.0	15.9	7.95	15.9
V9	4	0.60	2.45	0.0	2.45	1.23	4.92
V10	4	0.60	2.45	0.0	2.45	1.23	4.92
V11	2	0.25	1.02	0.0	1.02	0.49	0.98
						TOTAL	86.81

Étage courant :

Hauteur d'étage= 3,06m

Tab.II.8: Poids des voiles de étages courants

Voiles	nombre	L(m)	$S_b(\text{m}^2)$	$S_o(\text{m}^2)$	$S_n(\text{m}^2)$	W(t)	Wt(t)
V1	4	1.20	4.89	0.0	4.89	2.45	9.8
V2	1	1.20	2.45	0.0	2.45	1.23	1.23
V3	2	3.10	12.64	0.0	12.64	6.32	12.64
V4	2	3.75	15.3	0.0	15.3	7.65	15.3
V5	3	1.15	4.69	0.0	4.69	2.35	7.05
V6	2	1.15	4.69	0.0	4.69	2.345	4.69
V7	4	1.15	4.69	0.0	4.69	2.345	9.38
						TOTAL	42.86

II.9.2. Poids des poutres :

$$S = 0,3 \times 0,45 = 0.135 \text{m}^2$$

$$W = S \times L \times \gamma_b$$

II.9.3. Poids des poteaux :

Tableau.II.8: poids des poteaux

étage	poutre
9	40.85
8	40.85
7	40.85
6	40.85
5	40.85
4	40.85
3	40.85
2	40.85
1	81.90
RDC	81.90
	490.60

Tableau.II.9: poids des poteaux

étage	poids poteaux	dimensions	n poteaux
9	23.86	0.12	26
8	23.86	0.12	26
7	31.82	0.16	26
6	31.82	0.16	26
5	39.78	0.20	26
4	39.78	0.20	26
3	49.72	0.25	26
2	49.72	0.25	26
1	146.88	0.30	48
RDC	146.88	0.30	48
TOTAL	504.56		

II.9. 4. Poids des planchers :

$$W = W_G + 0.2W_Q$$

$$W = S(G + 0.2Q)$$

● Planchers terrasse :

$$S = 220.13 \text{ m}^2$$

$$W = 74.84 \text{ t}$$

● Plancher courant :

$$S = 206.79 \text{ m}^2$$

$$W = 72.330 \text{ t}$$

● 1^{er} niveau :

$$S = 387.92 \text{ m}^2$$

$$W = 143.43 \text{ t}$$

● RDC :

$$S = 387. \text{ m}^2$$

$$W = 163.40 \text{ t}$$

II.9.5. Poids de l'acrotère :

$$W = G \times L$$

$$L = 69.01 \text{ m}$$

$$W = 11.86 \text{ t (terrasse), et } 9.65 \text{ t pour le (1}^{\text{er}} \text{ étage)}$$

II.9.6. Poids du mur de façade :

$$\text{RDC : } W = 59,62 \text{ t}$$

$$1^{\text{er}} \text{ niveau : } W = 43.17 \text{ t}$$

$$\text{Etage courant : } W = 39.85 \text{ t}$$

II.9.7. Poids du balcon:

$$W = S \times (G + 0.2Q)$$

$$S = 9.14 \text{ m}^2$$

$$W = 5.11 \text{ t}$$

II.9.8. Poids de l'escalier :

$$\text{Volée : } S = 4.03 \text{ m}^2.$$

$$\text{Palier : } S = 3,25 \text{ m}^2.$$

Ä Etage courant :

$$\text{Palier : } W_p = 23..40 \text{ t}$$

$$\text{Volée : } 2W_v = 27.18 \text{ t}$$

$$W = W_p + 2 W_v = 11.14 \text{ t}$$

Ä RDC :

$$\text{Palier : } 2W_p = 2.6 \text{ t}$$

$$\text{Volée : } 3W_v = 4.23 \text{ t}$$

$$W = 2W_p + 3 W_v = 6.83 \text{ t}$$

La masse totale du bâtiment est : $M_T = 3554.43 \text{ t}$

(Voir le tableau à la page suivante)

Tableau.II.10: Poids totales de la structure

Etage	Plancher (t)	Voiles (t)	Poutres (t)	Poteaux (t)	Façade (t)	Ascenseur (t)	Balcon	Escaliers (t)	Acrotère (t)	W (t)
9	132.51	42.86	40.85	23.86	39.85	1.26	5.11	0	11.86	298.16
8	115.25	42.86	40.85	23.86	39.85	1.26	5.11	5.62	0	274.66
7	115.25	42.86	40.85	31.82	39.85	1.26	5.11	5.62	0	282.62
6	115.25	42.86	40.85	31.82	39.85	1.26	5.11	5.62	0	282.62
5	115.25	42.86	40.85	39.78	39.85	1.26	5.11	5.62	0	290.58
4	115.25	42.86	40.85	39.78	39.85	1.26	5.11	5.62	0	290.58
3	115.25	42.86	40.85	49.72	39.85	1.26	5.11	5.62	0	300.52
2	115.25	42.86	40.85	49.72	39.85	1.26	5.11	5.62	0	300.52
1	228.09	86.81	81.9	146.88	43.17	1.26	0	5.62	9.65	603.38
RDC	247.49	86.81	81.9	146.88	59.62	1.26	0	6.83	0	630.79
TOTAL	1414.84	516.5	490.6	584.12	421.59	12.6	40.88	51.79	21.51	3554.43

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III

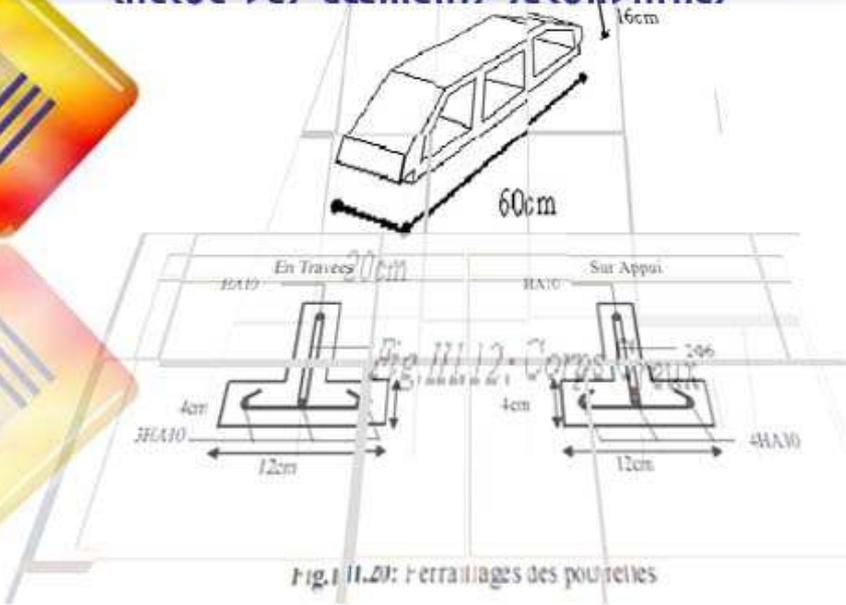


Fig. III.20: Ferrailages des poutrelles

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. CALCUL DE L'ACROTÈRE

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à

l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

III.2.2. Evaluation des Charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 0.172 \text{ t/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 0.100 \text{ t/ml}$

III.2.3. Sollicitations

III.2.3.1 Etat limite ultime :

$$N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 0.172 = 0.2322 \text{ t/ml}$$

$$M_u = 1.5N_Q = 1.5 \times 0.100 \times 0.6 = 0.09 \text{ t.m/ml}$$

III.2.3.2 Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G = 0.172 = 0.172 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = N_Q = 0.100 \times 0.6 = 0.06 \text{ t.m/ml}$$

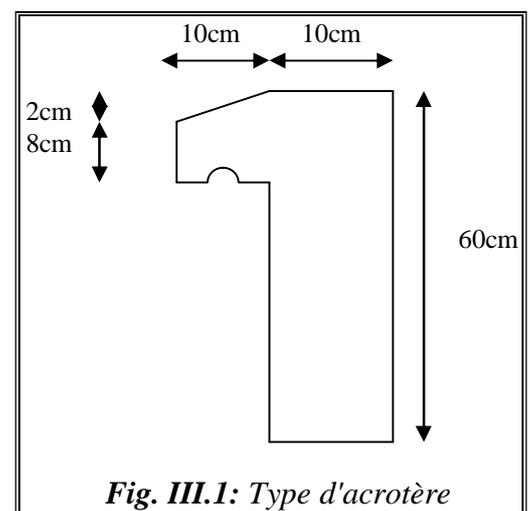


Fig. III.1: Type d'acrotère

III.2.4. Ferrailage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

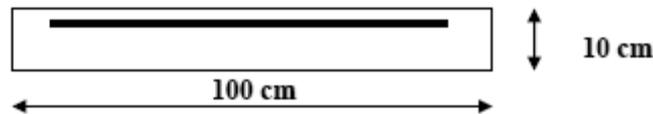


Fig. III.2: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère

Les dimensions de la section:

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

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

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4.1. Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{tel que} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.09}{0.2322} = 0.39 \text{ m}$$

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

Calcul de l'élanement :

► Calcul de l'élanement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1.2 \text{ m}$$

$$I = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec:} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h; \quad I = 0.029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0,029} = 41.38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1,5 M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \text{Max}(2\text{cm}, l/250) = \text{Max}(2\text{cm}, 60/250) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

► *La sollicitation corrigée*

$$N'_u = 0,2322 \text{ t}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,097 + 0,2322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,106 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

a/ 1^{ère} étape : étape fictive :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 \Rightarrow \mu = 0,0109 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

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

$$\alpha = 0,013$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

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

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,106}{0,089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

b/ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle

La section des armatures tendues dont la section réelles est (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{S_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \sigma_{s10}$

$$A_u = 0.34 \times 10^{-4} - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.4.2. Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 0.06 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = 0.172 \text{ t/ml.}$$

► Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.06}{0.172} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

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

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.06 + 0.172 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{s}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{h f_{ij}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{s}_{bc}}{15 \times \bar{s}_{bc} + \bar{s}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{s}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ ml}$$

$$M_{ser/A} = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{s}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{s}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.2.4.3. Condition de non fragilité

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o df_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max (A_s; A_{\text{ser}}; A_{\min})$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

III.2.5. L'armature de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA6** avec un espacement de 15 cm

III.2.6. Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{g_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 0.15 \text{ t / ml}$$

$$t_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{0.15}{1 \times 0.09} = 0.017\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III.3. CALCUL DES BALCONS

III.3.1. Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par:
 $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ avec $L = 1.4\text{m}$

$$9.33 \leq e \leq 14 \text{ on prend: } e = 12 \text{ cm.}$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : $e = 16 \text{ cm.}$

III.3.1.1. Evaluation des charges

$$G = 0.490\text{t}/\text{m}^2$$

$$Q = 0.350\text{t}/\text{m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 0.490\text{t}/\text{m}$$

$$Q = 0.350\text{t}/\text{m}$$

III.3.1.2. Sollicitations

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

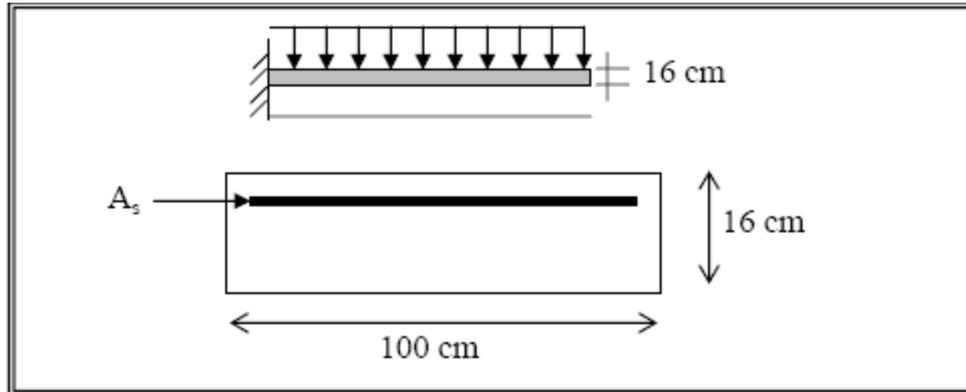


Fig.III.3: Section théorique pour le ferrailage du balcon

III.3.1.3. Combinaisons

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 0.490 + 1.5 \times 0.350 = 1.186 \text{ t / ml}$$

$$P_{ser} = G + Q = 0.490 + 0.350 = 0.84 \text{ t / ml}$$

$$M_u = - \frac{P_u \times L^2}{2} = - 1.16 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = - \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = - 0.82 \text{ t.m}$$

a/ ELU

$$\rho_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.16}{0.82} = 1.41 \Rightarrow \mu = 0.2999, \alpha_c = 0.459$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1.16}{1 \times (0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.039$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.141 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z S_s} = 2.36 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } 4\text{HA}10 \text{ (} A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

b/ ELS

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

$$\bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{s}_{bc}}{15 \times \bar{s}_{bc} + \bar{s}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.075 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.118 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{s}_{bc} Z = 0.066 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{s}_{st}} = \frac{0.82 \times 10^{-2}}{0.118 \times 201.63} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA12** ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

III.3.1.4. Vérification des contraintes

Il faut vérifier les deux conditions :

1). $s_{bc} < 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow s_{bc} < 15 \text{ MPa}$

2). $s_{st} < \bar{s}_{st}$

○ Selon le BAEL91 : 1). $s_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I_1}$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0.0$$

$$\mu < \mu_c \Rightarrow A'_s = 0$$

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

$$50 y^2 - 15 \times 4.52 (14.4 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 447.05$$

$$y = (-67.8 + 447.05)/100 \Rightarrow y = 3.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 = 0 \Rightarrow I = \frac{100 \times (3.8)^2}{3} + 15 \times 4.52 \times (14.4 - 3.8)$$

$$\Rightarrow I = 0.9447 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = (0.78 \times 3.8 \times 10^{-4}) / (0.9447 \times 10^{-4}) = 3.13 < 15 \text{ Mpa (vérifier)}$$

$$2). s_{st} = \frac{n M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 0.82 \times 10^{-2} (0.144 - 3.8 \times 10^{-2})}{0.9447 \times 10^{-4}} = 138.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_{st} < \bar{s}_{st} \text{ (vérifier)}$$

III.3.1.5. Condition de non fragilité

$e = 16 \text{ cm}$; $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$; $y = 3.80 \text{ cm}$

$$A > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times (0.9 \times 0.16) \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.73 \text{ cm}^2 < A_s$$

III.3.1.6. Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{g_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$t_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \text{tel que } V_u = 1.186 \text{ t/ml}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

V_u : valeur de l'effort tranchant pour E.L.U

$$t_u = \frac{0.186}{1 \times 0.144} = 0.013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.1.7. Vérification au séisme

D'après le RPA 99/Version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III)}$$

CP : facteur de force horizontale

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

WP : poids de la console

$$W_P = 0.490 \text{ t/m}^2$$

$$\text{D'où ; } F_P = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 0.490$$

$$F_P = 0.392 \text{ t}$$

$$P_u = 1.5 F_P$$

$$M_u = 1.40 \times P_u = 0.823 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = 0.549 \text{ t.m/ml}$$

$$r_m = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.823}{0.549} = 1.5 \quad \mu_c = 0.334, a_c = 0.5297$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0.823}{1 \times (0.9 \times 0.16)^2 \times 14.17} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0.028$$

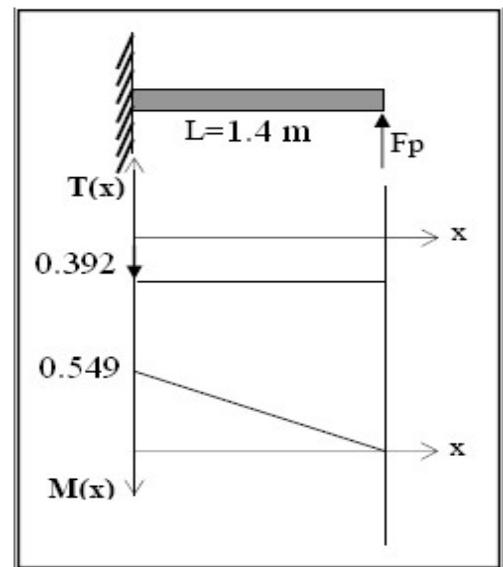


Fig.III.4.: Schéma statique du balcon

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.
 \Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2m}) \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$Z = d \times (1 - 0.4a) = 0.142 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z S_s} = 1.66 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } \mathbf{4HA8} \text{ (} A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

III.3.1.8. Conclusion

E.L.U: $A_s = 4HA10$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)

E.L.S: $A_s = 4HA12$ ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Force sismique $A_s = 4HA8$ ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)

On opte comme section d'armature :

$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ (4HA12)

$A_t = A_s / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \uparrow$ 4HA8 (2.01cm²)

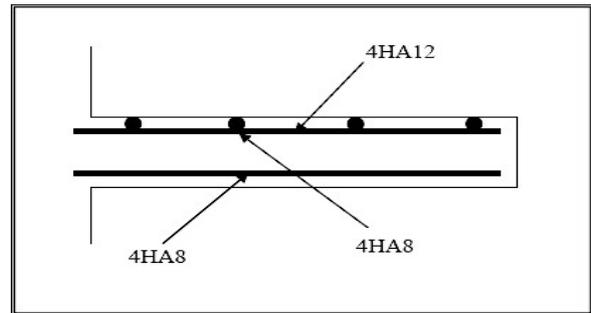


Fig.III.5: Schéma de Ferrailage du balcon

III.4. CALCUL DES ESCALIERS

Un escalier est constitue d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

III.4.1. Détermination des efforts

Pour notre emmarchement on aura :

- Palier RDC et EC.....G1 = 0.540 t/ml
- Paillasse RDC.....G2 = 0.812 t/ml
- Paillasse EC.....G'2 = 0.812 t/ml
- Surcharge.....Q = 0.250 t/ml

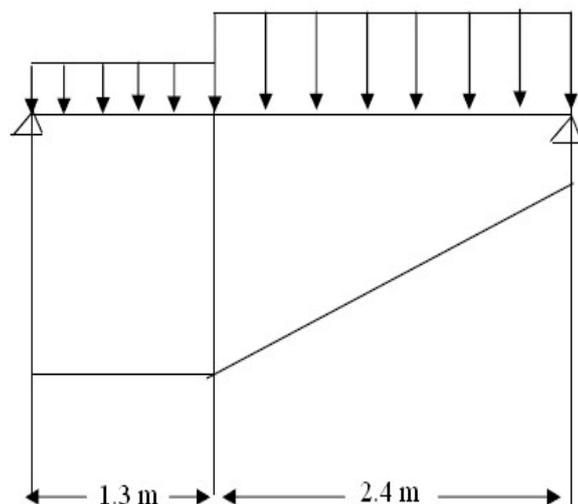


Fig.III.6: Schéma statique des escaliers

○ **Combinaisons :**

a/ palier

Chargement linéaire q1/ml de palier

$$Q_{up} = 1.35 \times G_1 + 1.5 Q_1$$

$$= 1.35 \times 0.54 + 1.5 \times 0.250 = 1.104 \text{ t/m}^2$$

$$q_{up} = Q_{up} \times 1 \text{ ml} = 1.104 \text{ t/ml}$$

b/ paillasse

Chargement linéaire q2 /ml de la paillasse

$$Q_{uv} = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2$$

$$= 1.35 \times 0.812 + 1.5 \times 0.250 = 1.471 \text{ t/m}^2$$

$$q_{uv} = Q_{uv} \times 1 \text{ ml} = 1.471 \text{ t/ml}$$

III.4.2. Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1.3 m, et d'une hauteur de 0,12m :

$$M_{u\max} = 23.65 \text{ KN.m}$$

$$V_{u\max} = 26.38 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier Type 1 FeE40

Fissurations peu nuisibles ; donc le calcul se fera a l'ELU.

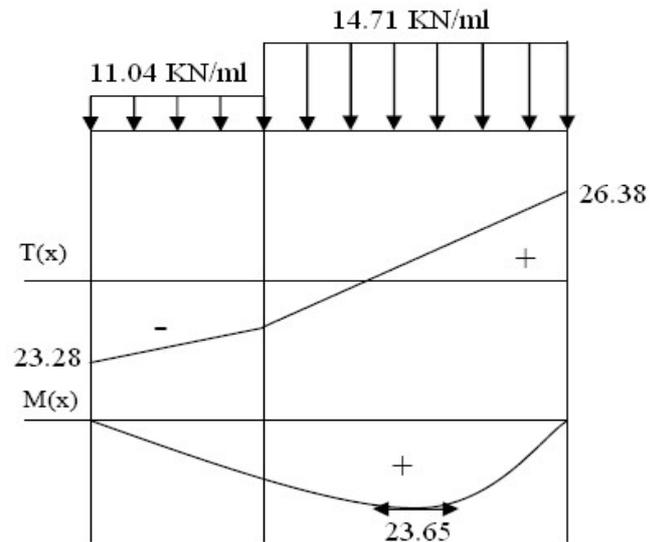


Fig.III.7: Diagramme de M et T dans l'ELU

III.4.2.1. Ferrailage de la paillasse :

III.4.2.1.1. Armature longitudinale :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{23.65}{1.3 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 0.07$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées.

\Rightarrow Domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $\epsilon_s = 10 \%$.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.091$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5.22 \text{ cm}^2$$

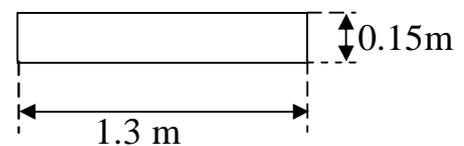


Fig.III.8: section de la paillasse a ferrailer

III.4.2.1.2. Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$= 0.23 \times 1.3 \times (0.9 \times 0.15) \times \frac{2.1}{400} = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

Choix des barres : **6HA 12 = 6.79 cm²**

III.4.2.1.3. calcul de l'espacement

$$St \leq \min (0, 9 d, 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm.}$$

On prend : $St = 10 \text{ cm.}$

III.4.2.1.4. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

4HA 8 = 2.01 cm² espacées de 25 cm.

III.4.2.1.5. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $t < \bar{t}$

$$t_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$$

$$V_u = 26.38 \text{ kN}$$

$$0.02638$$

$$t_u = \frac{0.02638}{1.3 \times 0.108} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$t < \bar{t} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

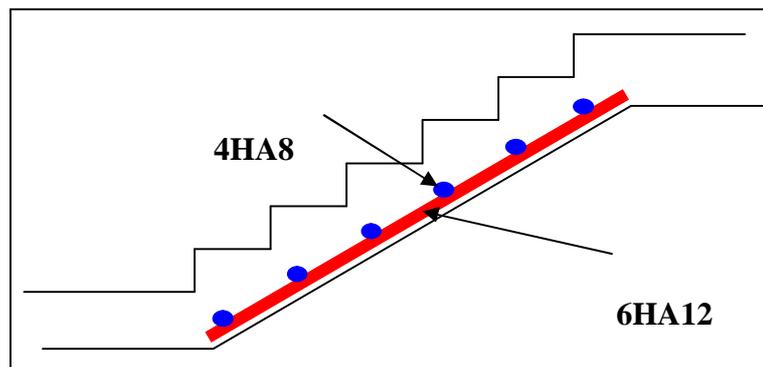


Fig.III.9: Schéma Ferrailage de l'escalier

III.4.3 Calcul de la poutre palière :

Les poutres palières sont encastées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leur poids propre.
- Charges dues aux réactions du palier.
- Charges dues au poids propre de la maçonnerie.

Les dimensions de la poutre palière sont:

b = 30 cm.

h = 30cm.

Longueur 2.9 m.

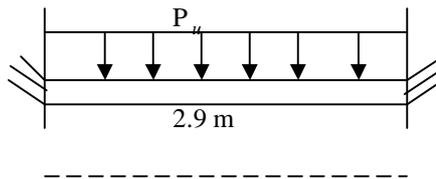


Fig.III.10: Schéma statique de la poutre palière

Dans notre cas, la poutre palière la plus défavorable est celle qui supporte la console.

-Poids propre de la poutre (charge permanente) = $0,3 \times 0,3 \times 2,5 = 0,225$ t/ml

-Réaction du palier (charge d'exploitation) : $Q = (0,325 + 0,325) \times 2,9 = 1,89$ t/ml.

$$P_{ser} = 1,89 + 0,225 = 2,115 \text{ t/ml.}$$

$$P_u = 1,35 (0,225) + 1,5 (1,89) = 3,138 \text{ t/ml.}$$

La poutre n'étant pas exposée aux intempéries. La fissuration est peu nuisible, donc le calcul se fera à l'ELU.

III.4.3.1. Calcul du moment maximum :

- *Moment maximum en travée :*

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{24} = 1,099 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{24} = 0,741 \text{ t.m}$$

- *Moment maximum aux appuis :*

$$M_u = \frac{P_u \times l^2}{12} = 2,198 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = \frac{P_s \times l^2}{12} = 1,482 \text{ t.m}$$

- *L'effort tranchant :*

$$T = V_{u_{max}} = P_u \times l/2 = 4,5501 \text{ t}$$

III.4.3.2. Calcul du Ferrailage :■ **Ferrailage en travée :**

$$M_u = 0.01099 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 0,01099 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14.17) = 0,035$$

On a :

$$- f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE40

-HA type 1 \Rightarrow Selon le BAEL 91 :

$$\gamma = M_U / M_S = 1.483 \Rightarrow \mu_c = 0.327, \alpha_c = 0.515$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$s_s = \frac{f_e}{d_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,264 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times s_s} = 1,19 \text{ cm}^2$$

■ **Ferrailage en appuis:**

$$M_u = 0.02198 \text{ MPa}$$

$$\mu = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bu})$$

$$\mu = 0,02198 / (0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 14.17) = 0,071$$

On a:

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

-FeE40

-HA type 1 \Rightarrow Selon le **BAEL 91** :

$$\gamma = M_U / M_S = 1.483 \Rightarrow \mu_c = 0.327, \alpha_c = 0.515$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$ sections sans armatures comprimées.

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$s_s = \frac{f_e}{d_s} = (400/1,15) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1085$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times s_s} = 2,43 \text{ cm}^2$$

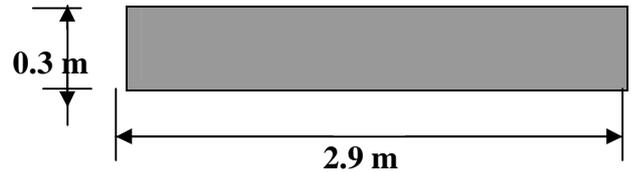


Fig.III.11 : poutre palière

III.4.3.3. Vérifications diverses :**a/ Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier ; $t_u < \bar{t}$

$$V_u^{\max} = \frac{qxl}{2} = 4.5501 \text{ t}$$

$$t_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = 0.0455 / (0.3 \times (0.9 \times 0.3)) = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$\bar{t} = \min\{ 0.18 f_{c28}, 5 \text{MPa} \} = 4.50 \text{ Mpa}$$

$$t_u < \bar{t} \Rightarrow \text{Armatures transversales droites } \alpha = 90^\circ$$

b/ Condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s > 0.23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > 0.23 \times 0.3 \times (0.9 \times 0.3) \times (2.1/400) = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

■ **Armatures transversales :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.607 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA 6** de valeur $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$

■ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t < \min(0.9d, 40\text{cm}) = 0.243\text{m}$$

On prend: $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de la section A_t :

$$A_t \geq \frac{v_u^{\max} \times S_t}{0.8 \times d \times f_e}$$

$$v_u^{\max} = 0.0105 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 1.196 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.5. CALCUL DES POUTRELLES DU PLANCHER CORPS CREUX

III.5.1. Introduction

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

III.5.2. Calcul des poutrelles

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression.

Ø 1^{ère} étape

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnellles sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant isostatiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

Poids propre de poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 2.5 = 0.012$ t/ml.

Poids propre du corps creux : $0.60 \times 0.095 = 0.057$ t/ml.

$G = 0.069$ t/ml.

Surcharge d'exploitation du chantier :

$0.1 \times 0.60 = 0.06$ t/ml.

$Q = 0.060$ t/ml.

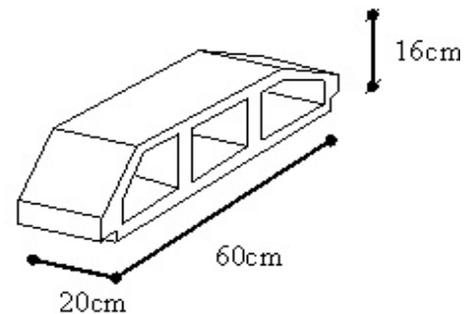


Fig.III.12: Corps Creux

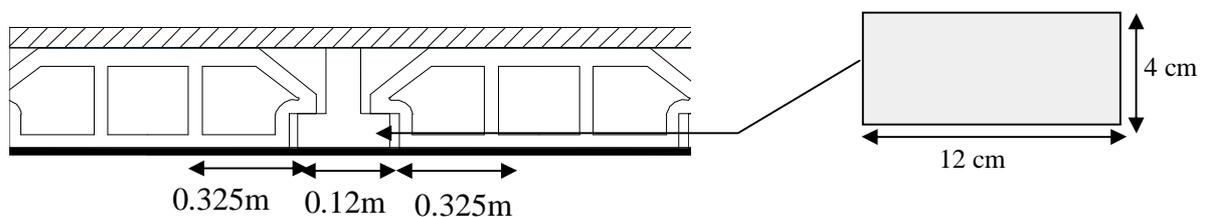


Fig.III.13: Schéma statique des poutrelles et des corps creux ▲

III.5.2.1. Combinaisons

■ A I 'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.069 + 1.5 \times 0.060 \\ = 0.183 \text{ t/ml}$$

■ A I 'ELS :

$$P_{ser} = G + Q = 0.069 + 0.060 = 0.129 \text{ t/ml}$$

L'exploitation du moment maximum dans une telle poutre isostatique, le moment est donné par :

$$M_{\max} = \frac{PL^2}{8} \quad (\text{Dans notre cas } L_{\max} = 4.85\text{m})$$

$$\text{D'ou: à l'E.L.U: } M_{u \max} = \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_u = 0.538 \text{ t.m}$$

$$\text{à l'E.L.S : } M_{s \max} = \frac{P_{ser} L^2}{8} \Rightarrow M_s = 0.379 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{s \max} = \frac{P_{ser} L}{2} \Rightarrow T_s = 0.312 \text{ t.m}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} \Rightarrow T_u = 0.443 \text{ t.m}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

III.5.2.2. Ferrailage

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.38}{0.12 \times (0.9 \times 0.04)^2 \times 14.17} \times 10^{-3} \Rightarrow \mu = 2.44$$

$\mu > \mu_c = 0.303$, d'ou les armatures comprimées sont nécessaire afin d'équilibrer le moment M, mais on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$). Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

Tableau.III.1: Calcul des charges ultime P_u et service P_{ser} pour tous les étages

	G (t/ml)	Q (t/ml)	P_u (t/ml)	P_{ser} (t/ml)
Plancher terrasse inaccessible	0.456	0.072	0.723	0.528
Plancher étage courant	0.387	0.108	0.684	0.495
1 ^{er} niveau	0.387	0.180	0.792	0.567
Plancher RDC	0.387	0.360	1.062	0.747

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$P_u = 1.062$ t/ml.

$P_s = 0.747$ t/ml.

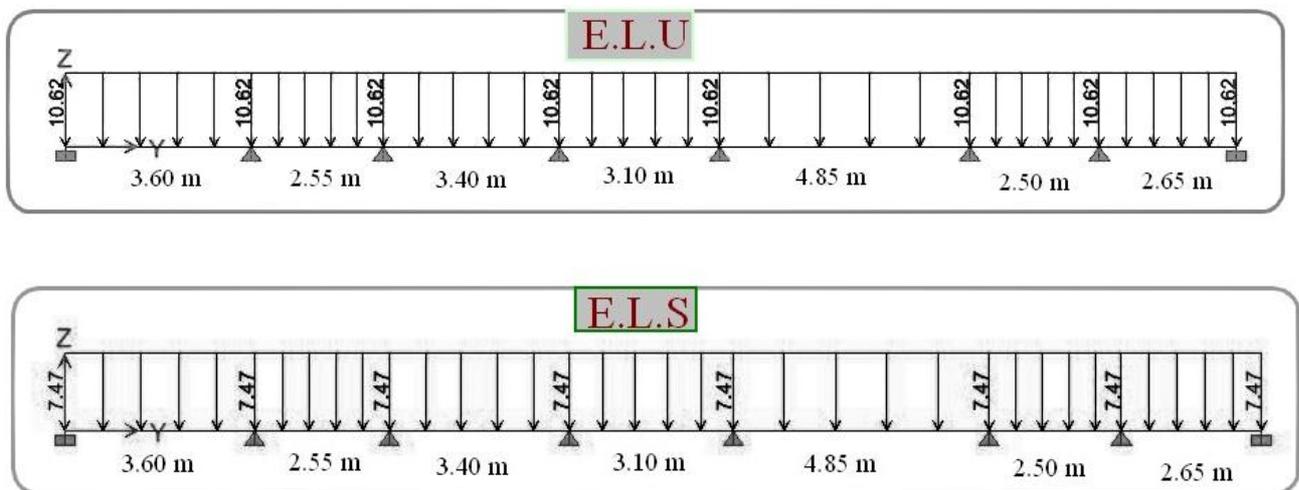


Fig.III.14: Schéma statique de la distribution de la charge à ELU et ELS

Pour la détermination des moments (E.L.U, E.L.S) et des efforts tranchants on a utilisé le logiciel "ETABS".

Les résultats obtenus par le logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

Tableau.III.2: Calcul des M_u , M_{ser} et T de chaque travée

Travées		-----	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
Appuis		1	2	3	4	5	6	7	8
Sur appuis	M_u (t.m)	1.319	-----	0.853	-----	1.723	1.731	-----	0.804
	M_{ser} (t.m)	0.928	-----	0.600	-----	1.212	1.217	-----	0.566
E.L.U	T_w (t)	2.055	1.334	1.828	1.341	2.574	1.918	1.200	0
	T_e	0	1.768	1.374	1.783	1.951	2.577	0.737	1.614
En travée	M_u (t.m)	-----	0.660	0.036	0.694	0.067	1.396	0.000	0.402
	M_{ser} (t.m)	-----	0.464	0.025	0.488	0.047	0.982	0.000	0.288

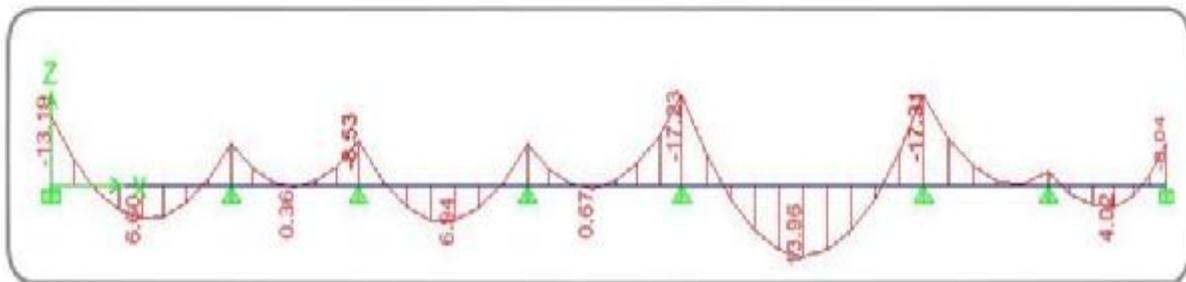


Fig.III.15: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELU

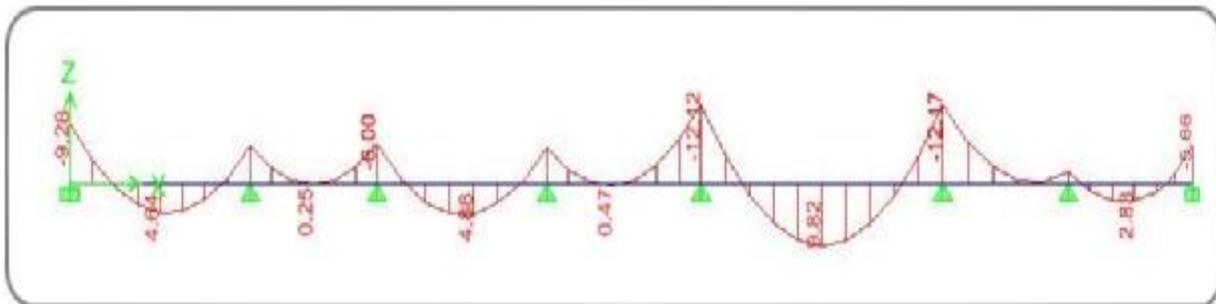


Fig.III.16: Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELS

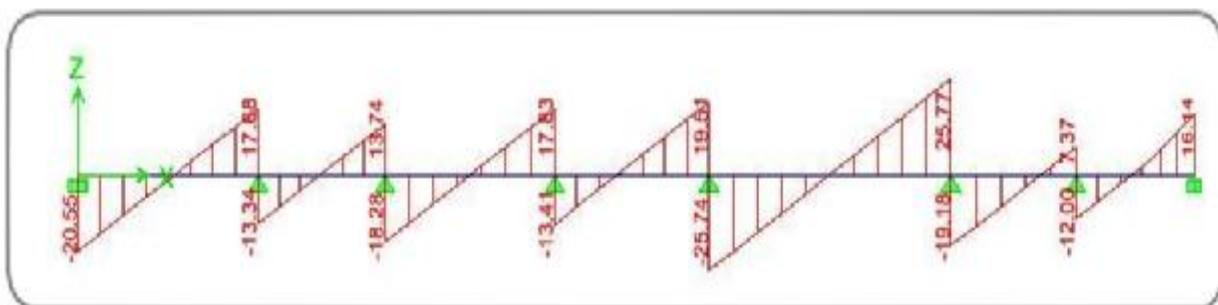


Fig.III.17: Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles à l'ELU

II.5.3. Ferrailage des poutrelles

III.5.3.1. En travée

$$M_{u \max} = 1.396 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 0.60 \text{ m}, h_0 = 0.04 \text{ m}, h = 0.20 \text{ m}, b_0 = 0.12 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.18 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.60 \times 0.04 \times 14.17 (0.18 - 0.02) = 5.44 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). Donc on est ramené à l'étude d'une section rectangulaire.

$$S = (b \times h) = 60 \times 20 \text{ cm}^2.$$

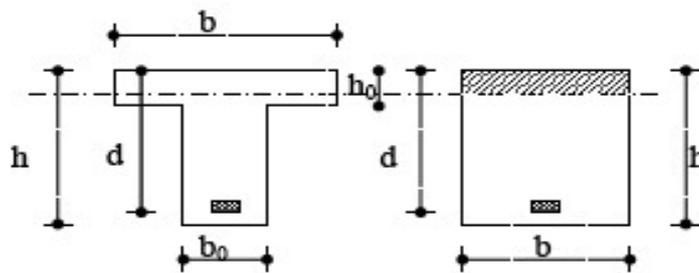
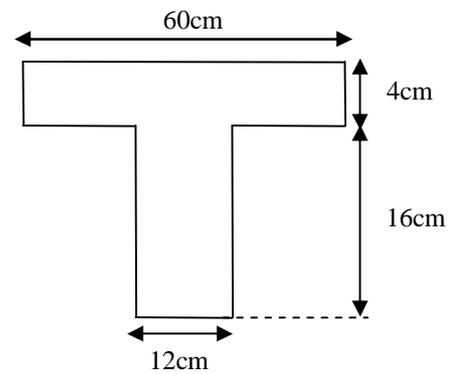


Fig.III.18: Coupe de Section Rectangulaire et Section en T

Tableau.III.3: Calcul la section d'armature A_s en travée

	$M_u(t)$	μ	μ_c	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	$A_{s.adopt}$ (cm ²)
travée	1.396	0.0506	0.306	0.065	0.175	348	2.29	3HA10	2.36

III.5.3.2. Sur appuis

$$M_{\max} = 1.731 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre est dans la table ou bien la totalité de la table est comprimée). on fait le calcul pour la même section rectangulaire (60 × 20cm²).

Tableau.III.4: Calcul la section d'armature A_s à sur appui

	$M_u(t)$	μ	μ_c	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	choix	$A_{s.adopt}$ (cm ²)
Appuis	1.731	0.062	0.306	0.080	0.174	348	2.85	4HA10	3.14

III.5.4. Calcul des armatures transversales et de l'espacement

Selon le BAEL91 : le Diamètre Φ_t des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par

$$\text{l'inégalité suivante : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$$

Φ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t : \min (0.571; 1; 1.2) \text{ cm}$$

On adopte $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

On choisit : $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$ (A_t : section d'un seul cours transversal).

• **Selon le BAEL91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

• **Selon le RPA 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0 \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1 \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Tableau.III.5: valeurs de S_t selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003

Selon le BAEL 91	Selon le RPA 99/ver2003
$S_{t1} \leq 12.4 \text{ cm}$	$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036$
$S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm}$	$S_t \leq 5 \text{ cm}$
$S_{t3} \leq 47.5 \text{ cm}$	$S_t \leq 10 \text{ cm}$

Donc on choisit: $S_t = 10 \text{ cm}$

III.5.5. Vérifications

III.5.5.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($V_{u\max} = 2.577$ t), donc il faut vérifier que : $t_u \leq \bar{t}_u$

$$t_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 12\text{cm, } d = 18\text{ cm, } V_u = 2.577\text{ t, Fissuration peu nuisible}$$

$$t_u = \frac{2.577 \times 10^{-2}}{0.12 \times 0.18} = 1.19\text{ MPa}$$

$$\bar{t}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{g_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{ MPa}$$

$$t_u \leq \bar{t}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.5.2. Vérification de la condition de non fragilité

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

■ **En travée:** $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26\text{ cm}^2 < A_s = 2.36\text{ cm}^2$ Condition vérifiée

■ **Sur appui:** $A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26\text{ cm}^2 < A_s = 3.14\text{ cm}^2$ Condition vérifiée

III.5.5.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- **Appuis de rive :** l'effort tranchant doit vérifier la condition suivante :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

a: profondeur utile d'appui

b₀ : épaisseur de l'âme de la poutrelle.

V_u : effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 2.577 \times 10^{-2}\text{ MN}$$

La profondeur de l'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{3.75 \times V_u}{b_0 f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{ cm tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

$$\text{Donc : } l_a = l_s - 24.69\Phi \text{ tel que : } l_s = 35\Phi \text{ (} f_{c28} = 25\text{ MPa ; FeE40)}$$

$$l_a = 10.31\Phi = 10.31 \times 1.0 = 10.31\text{ cm}$$

Alors : $a = 8.31 \text{ cm}$

$$\bar{V}_u = 0.267 \times 0.0831 \times 0.12 \times 25 = 6.65 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$V_u < \bar{V}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.5.5.4. Contrainte de cisaillement au niveau de la jonction (table-nervure)

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$t_u^1 = \frac{V_u \times b_1}{0.9d \times b \times h_0}$$

h_0 : hauteur de plan de cisaillement.

$$\text{Tel que: } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$t_u^1 = \frac{2.577 \times 10^{-2} \times (0.60 - 0.12) / 2}{0.9 \times 0.18 \times 0.60 \times 0.04} = 1.59 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

$t_u^1 < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.5.5.5. Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_{ser \max} \times L^2}{10EI} \text{ (BAEL 91.modifié 99)}$$

Avec :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 + 15 A_s' (y-c)^2 = 0.0$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + 15 A_s' (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0.0$$

Après calcul : $y = 1.80 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$ (axe neutre dans la table)

Calcul du moment d'inertie par rapport à l'axe neutre de la section totale

$$I = (0.60 \times 0.0180) / 3 + 15 (2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.0180)^2)$$

$$I = 3.69 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$M_{ser \max} = 0.982 \times 10^{-2} \text{ MN.m}$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{0.982 \times 10^{-2} \times 4.85^2}{10 \times 32164.20 \times 3.69 \times 10^{-3}} = 0.019 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.85}{500} = 0.0097 \text{ m} = 0.97 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.5.6. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec } (L \text{ en cm}).$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles
($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Fe=520 MPa quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

■ **Armatures de répartition :**

$$A_2 = A_1/4 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad S_t = 20 \text{ cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

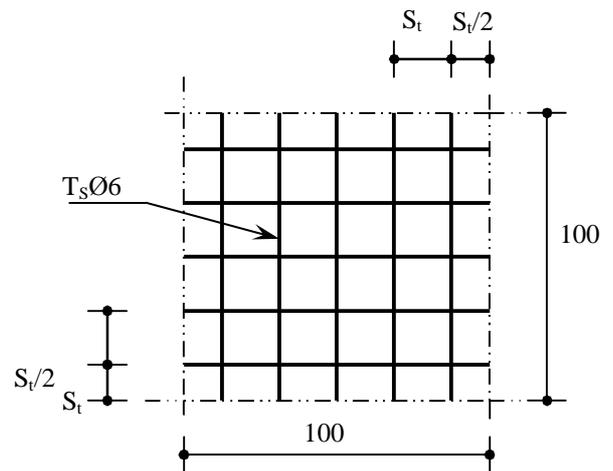
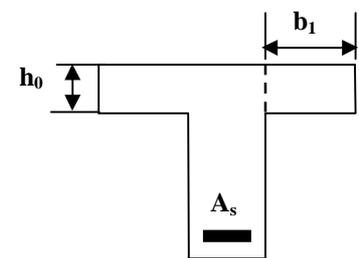


Fig.III.19: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

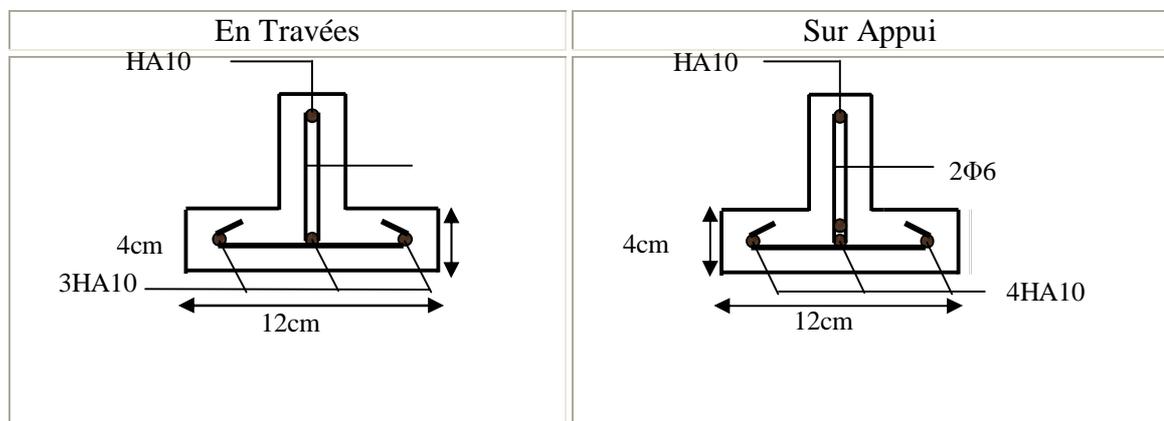
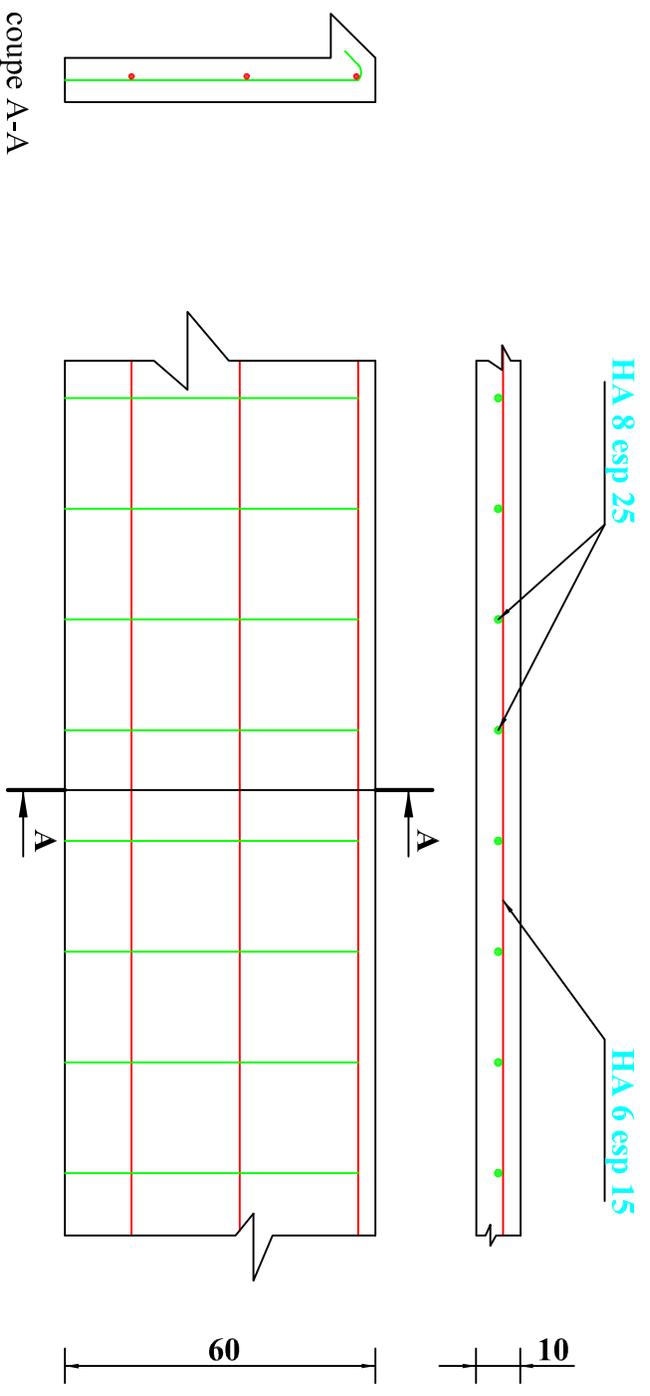
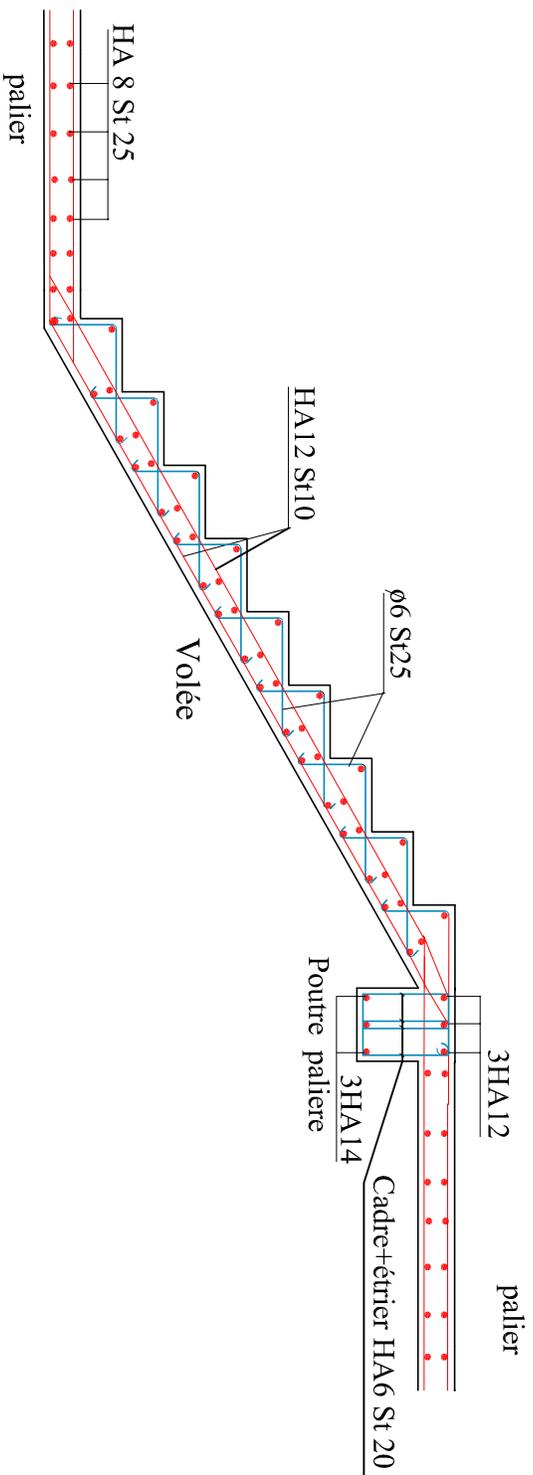


Fig.III.20: Ferrailages des poutrelles



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTIERE



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

ETUDE AU VENT

IV.1. INTRODUCTION :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région;
- le site;
- l'altitude;
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent R.N.V 99.

Le bâtiment sera modélisé par une console encastrée dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur.

IV.2. APPLICATION DES R N V 99 :

la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 imposent un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

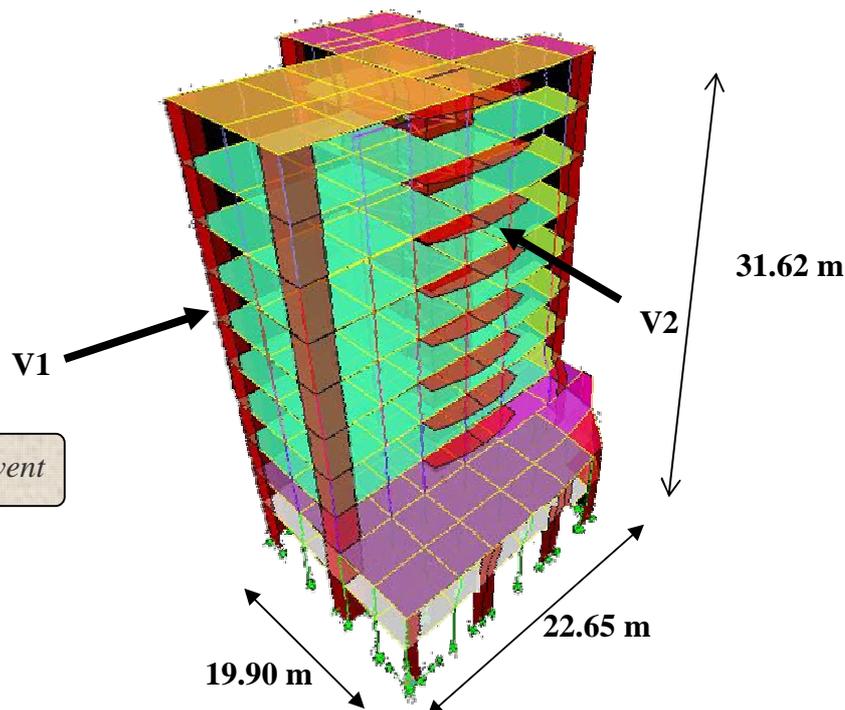


Fig IV.1: Action du vent

L'application des RNV 99 exigent les étapes suivantes :

IV.2.1. détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation Des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

o Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51); pour :

Sens x:

$$h = 31.62 \text{ m}; b = 22.65 \text{ m.}$$

Après l'interpolation : $C_d = 0.94$

Sens y:

$$h = 31.62 \text{ m}; b = 19.90 \text{ m.}$$

Après l'interpolation : $C_d = 0.95$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

IV.2.2. détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-coupe en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

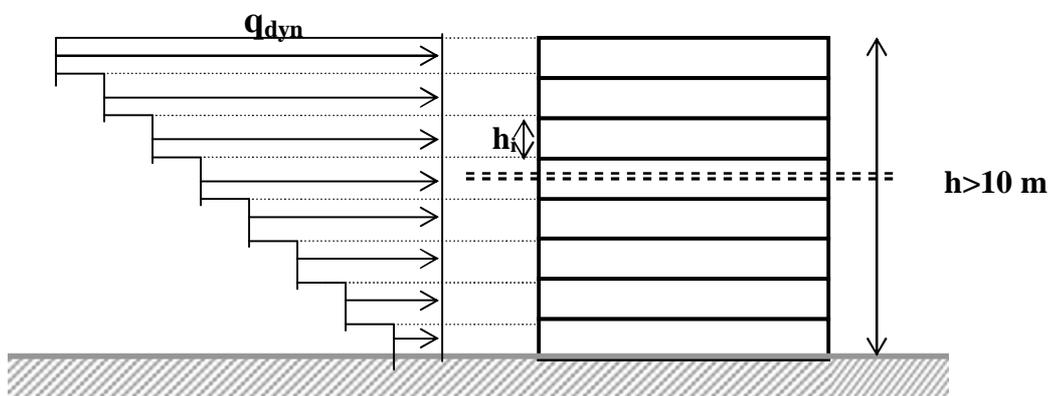


FIG. IV.2: REPARTITION DE LA PRESSION DYNAMIQUE

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée

Par la formule (2.12 RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$.

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 (RNV99) en fonction de la zone de vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/M}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times \left[\frac{1 + (7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))} \right]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent. Sa valeur est donnée par le tableau 2.5 (RNV99).

Site plat $\Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent; sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau 2.4 du (RNV99) on trouve :

$K_T = 0,24$.
 $Z_0 = 1 \text{ m}$.
 $Z_{min} = 16 \text{ m}$

Z_j (M)	C_r	C_e	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
2,04	0.171	0.458	171.75
5.61	0.413	1.106	414.75
8.67	0.518	1,388	520.50
11.73	0.590	1,581	592.875
14.79	0.646	1,731	649.125
17.85	0.691	1,851	694.125
20.91	0.729	1,953	914,620
23.97	0.762	2,042	765.75
27.03	0.791	2,119	794.625
30.09	0.817	2,189	820.875
33.15	0.840	2,251	844.125

Tableau IV.1: Valeurs de C_r et C_e et de la pression dynamique selon la hauteur Z

IV.2.3. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent De la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe.1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe.10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

IV.2.3.1. Parois verticales :

Sens x : h = 31.62 m; b = 22.65 m.

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

$$\Rightarrow e = \text{Min} (22.65, 2 \times 31.62).$$

$$e = 22.65 \text{ m.}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.

$$b = 22.65 \text{ m}$$

h : La hauteur totale de la construction.

$$\Rightarrow \text{Donc: } e > d$$

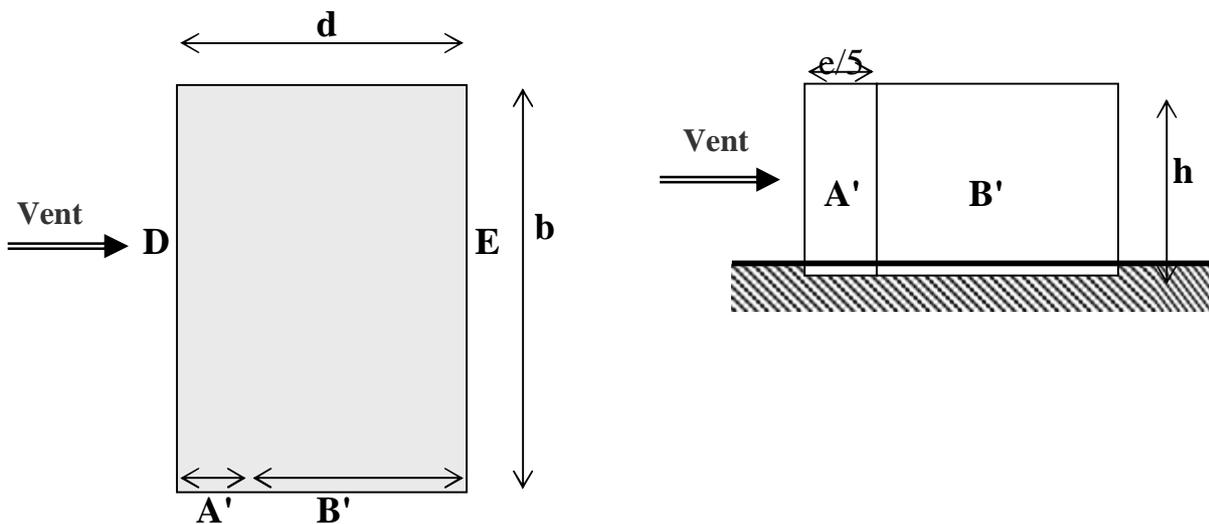


Fig.IV.3: Vue en plan dans le sens X

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) 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

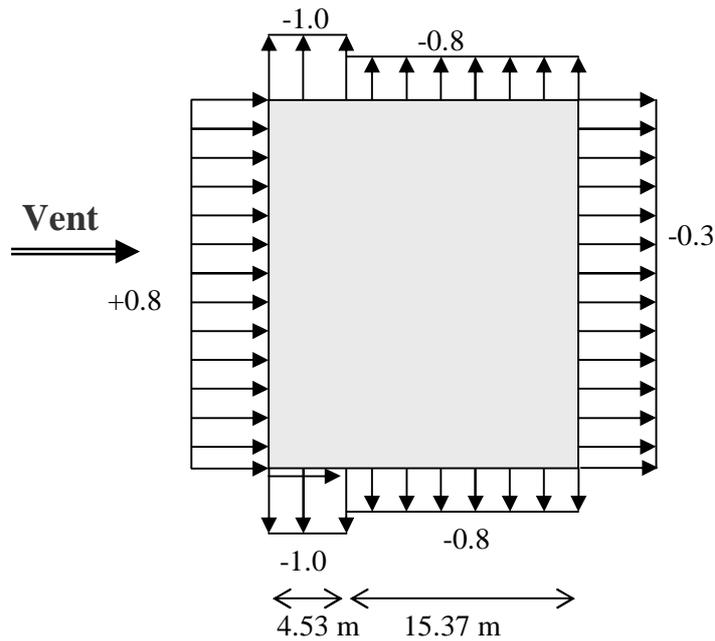


Fig.IV.4: la répartition du vent sur les parois verticales dans le sens X

Sens y : $h = 31.62$ m; $b = 19.90$ m.

$$e = \text{Min} (19.90, 2 \times 31.62).$$

$$e = 19.90 \text{ m.} \Rightarrow \text{donc: } e < d$$

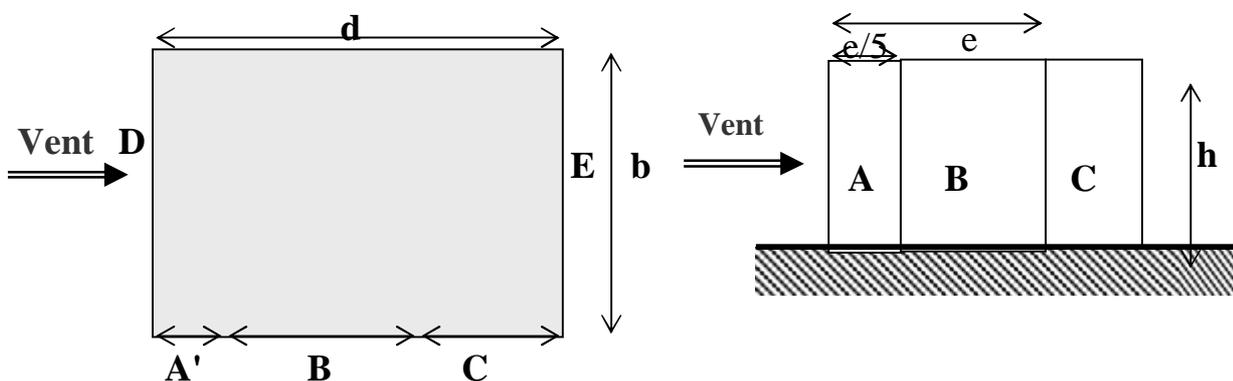


Fig.IV.5: Vue en plan dans le sens Y

D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

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

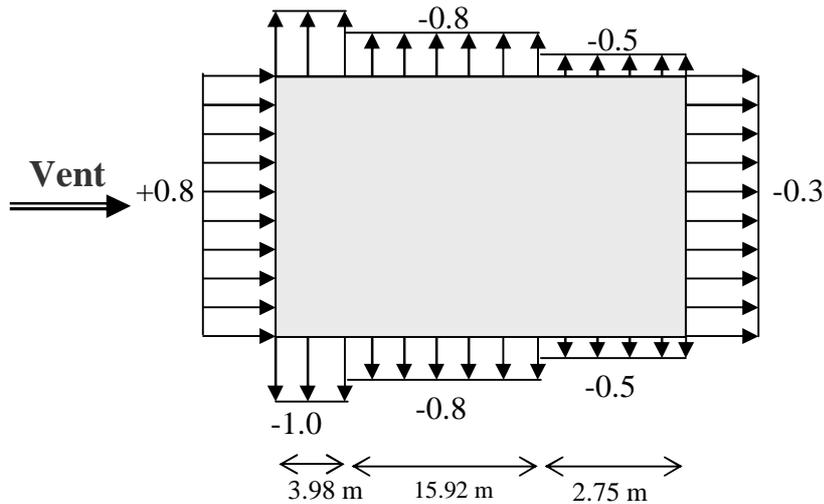


Fig.IV.6: La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens Y

IV.2.3.2. Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

b: dimension du côté perpendiculaire au vent

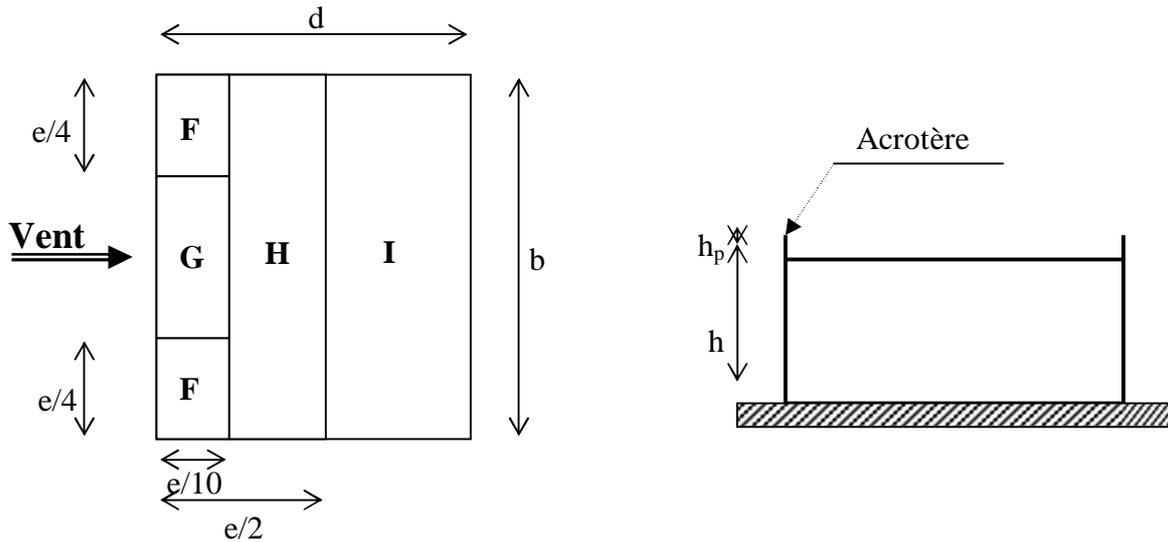


Fig.IV.7: Légende pour les toitures plates

Tableau IV.2 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

		ZONES			
		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	$\pm 0,2$

Dans notre cas $h_p/h = 0.6/31.62 = 0.019$.

IV.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 P78).

IV.2.5. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Alors on a les deux tableaux suivants :

- Pour $C_{pi} = 0.8$

Tableau IV.3: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

- Pour $C_{pi}=0.5$

Tableau IV.4. Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=0.5$

ZONE	C_{pi}	$C_{pe} = C_{p10}$	C_p
A A'	-0.5	-1	-0.5
B B'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2

IV.2.6. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RVN99):

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

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

W_j : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple : $Z_j = 30.09m$

$$q_{dyn} = 820.875 N/m^2$$

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens x :

Zone	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-1.0	-1477.575	-1388.920
B'	-0.8	-1313.400	-1234.596
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-902.962	-848.874

Sens y :

Zone	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-1.0	-1477.575	-1403.696
B'	-0.8	-1313.400	-1247.730
C	-0.5	1067.137	-1013.780
D	+0.8	0	0
E	-0.3	-902.962	857.814

TableauIV.5: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$

- Pour $C_{pi} = - 0.5$:

Sens x :

Zone	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-1.0	-410.438	-385.811
B'	-0.8	-246.263	-231.486
D	+0.8	1067.138	1003.109
E	-0.3	164.175	154.324

Sens y :

Zone	C_{pe}	W_j	q_j
A'	-1.0	-410.438	-389.916
B'	-0.8	-246.263	-233.949
C	-0.5	0	0
D	+0.8	1067.138	1013.780
E	-0.3	164.175	155.966

TableauIV.6: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$

IV.2.7. Calcul des forces de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport: $\frac{d}{b} \geq 3$

et le rapport: $\frac{d}{h} \geq 3$, soient vérifié ; ou b la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au direction du vent.

Sens x: $b = 22.65$ m; $d = 19.90$ m; $h = 31.62$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{19.90}{22.65} = 0.878 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{22.65}{31.62} = 0.629 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

Sens y: $b = 19.90$ m; $d = 22.65$ m; $h = 31.62$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{22.65}{19.90} = 1.138 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{22.65}{31.62} = 0.716 < 3 \quad \text{non vérifiée.}$$

IV.2.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

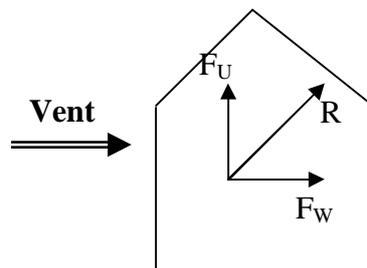


Fig.IV.8 : Force résultante R

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$$

\sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j .

S_j : Aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Tableau.IV.7: Résultats de la force Résultant R

Zj (m)	Zone	s(x) m ²	S(y) m ²	q _{dyn} (N/m ²)	q _j (x)	q _j (y)	R(x) (N)	R(y) (N)
2,04	-1.1	92.412	81.192	171.75	-177.589	-179.478	-16411.35	-14572.17
5.61				414.75	-428.851	-433.413	-29723.23	-26392.25
8.67				520.50	-538.197	-543.922	-37301.89	-33121.58
11.73				592.875	-613.029	-619.554	-42488.43	-37727.12
14.79				649.125	-671.195	-678.335	-46519.85	-41306.53
17.85	-1.1	69.309	60.894	694.125	-717.725	-725.360	-49744.80	-44170.07
20.91				914,620	-945.717	-955.777	-65546.69	-58201.08
23.97				765.75	-791.785	-800.208	-54877.83	-48727.86
27.03				794.625	-821.642	-830.383	-56947.18	-50565.34
30.09				820.875	-848.785	-857.814	-58828.44	-52235.72
33.15	-2.4	13.59	11.94	844.125	-1904.346	-1924.605	-25880.06	-22979.78
	-1.9			844.125	-1507.607	-1523.645	-20488.38	-18192.32
	-1.5			844.125	-1190.21	-1202.87	-16175.04	-14362.36
SOMME =							-520933.1	-462554.1

$$R_x = -520933.16 \text{ N}$$

$$R_y = -462554.18 \text{ N}$$

ETUDE SISMIQUE

V.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2. MODELISATION MATHEMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

V.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

● **Zone I** : tous groupes

● **Zone IIa** :

§ groupe d'usage 3.

§ groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

§ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

§ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

● Zone IIb et III :

- § 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.

V.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

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

- Hypothèses de calcul.
 - Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
 - Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
 - Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

V.3.2.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

V.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003

V.4.1. Classification de la zones sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger donc en zone III.

V.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance

Notre bâtiment est à usage d'habitation; services et commerces il est donc classé dans le Groupe 2.

On retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- Les bâtiments d'habitation, bâtiments collectifs ou à usage de bureaux dont la hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives ne dépassent 48m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiment industriels.
- Parkings de stationnement publics.

V.4.3. Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3. On retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers denses et/ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

V.4.4. Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique-voiles. Pour ce faire on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

V.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration

La structure de l'ouvrage présente une configuration non symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses

Ainsi on peut dire que le bâtiment est irrégulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé irrégulier (justifié en chapitre I).

V.5. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

V.5.1. Principe de la méthode

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la structure, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur qui correspondent en générale aux directions principales du bâtiment.

V.5.2. Modélisation de la structure

La modélisation du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions est le modèle brochette qui considère, la masse de chaque niveau comme étant concentrée au centre de gravité du plancher. Un seul degré de liberté en translation horizontale est affecté à chaque niveau pour les deux directions.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées des éléments structuraux.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.5.3. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

V.5.3.1. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [V.1])

Tableau V.1: Coefficients d'accélération de zone A

Groupe D'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone III donc : **A = 0,25**

V.5.3.2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0,5$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 : \text{Facteur de correction de l'amortissement.}$$

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

ξ est donné par le tableau [V.2] présenté ci-après.

Tableau V.2: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement mixte voiles–portiques donc on prend $\xi = 8.5 \%$.

D'où : $\eta = 0,81 > 0,7$

V.5.3.3. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

On a donc :

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

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

■ Pour le sens transversal

$$h_N = 31.62 \text{ m} \quad \text{et} \quad d = 19.90 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } T = \min(0.666 \text{ s} ; 0.637 \text{ s}) \quad \Rightarrow \quad T = 0.637 \text{ s}$$

$$\text{Et : } T_2(S_3) = 0.5 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5h(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 1.723$$

■ Pour le sens longitudinal

$$h_N = 31.62 \text{ m} \quad \text{et} \quad d = 22.65 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } T = \min(0.666 \text{ s} ; 0.597 \text{ s}) \quad \Rightarrow \quad T = 0.597 \text{ s}$$

$$\text{Et : } T_2(S_3) = 0.5 \text{ s} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5h(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 1.799$$

V.5.3.4. Coefficient de comportement global de la structure R

Selon le tableau [4.3] des RPA99/Version 2003 ; Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec Interaction on a : $R = 5$

V.5.3.5. Facteur de qualité Q

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau [4.4] des RPA 99/Version. 2003

Tableau V.3: Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 (Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0.05 (N/Observé)
4. Régularité en élévation	0.05 (N/Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)
Q	1.20

V.5.3.6. Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Dans notre cas et pour un bâtiment à usage d'habitant $\beta = 0,20$

Tableau V.4 : Poids de chaque niveau

Etages	Poids (t)
9	298.14
8	274.64
7	282.60
6	282.60
5	290.56
4	290.56
3	300.50
2	300.50
1	578.81
RDC	606.22
Total	3505.13

Poids total de la structure $W_T = 3505.13 \text{ t}$

V.5.3.7. Résumé des résultats

Paramètres	A	D_{tr}, D_{lon}	Q	R	W (t)	T_L (s)	T_T (s)	η
Résultats	0,25	1.723 -1.799	1,20	5	3652.03	0.59 s	0.63 s	0,81

Donc les calculs seront donnés :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow \begin{cases} V_T = \frac{(0.25 \times 1.723 \times 1.20 \times 3505.13)}{5} = 362.36 \text{ t} \\ V_L = \frac{(0.25 \times 1.799 \times 1.20 \times 3505.13)}{5} = 378.34 \text{ t} \end{cases}$$

V.6. METHODE MODALE SPECTRALE

V.6.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

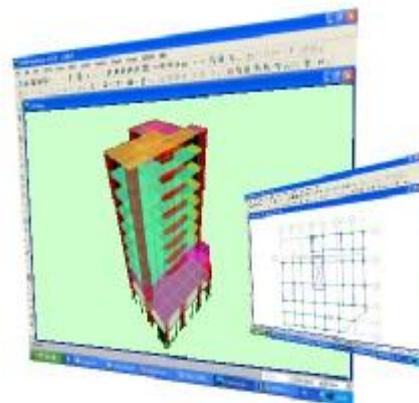
V.6.2. Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

V.6.2.1. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).



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

V.6.2.2. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.6.2.3. Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.6.2.4. Spectre de réponse de calcul

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

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

Q : facteur de qualité.

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

R : coefficient de comportement de la structure.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau [4.2] (RPA99/2003)

Dans notre cas : $x = 8.5 \% \Rightarrow h = 0.81$

$A = 0.25$ (tableau [4.1] des RPA99/Version2003)

$R = 5$. (Structure mixte avec interaction - tableau [4.3] des RPA99/Version2003)

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$ (tableau [4.7] des RPA99/Version 2003)

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$Q = 1.20$

V.6.3. Nombre de modes à considérer

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être telle que :

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

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.6.4. Effets de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales; les effets de la torsion accidentelle d'axe verticale sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 des RPA99/Version.2003.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'accélération sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

V.7. ANALYSE DE LA STRUCTURE EXISTANTE

V.7.1. Introduction

La structure initialement conçue par le bureau d'étude est présentée dans les figures

(V.1- V.2)

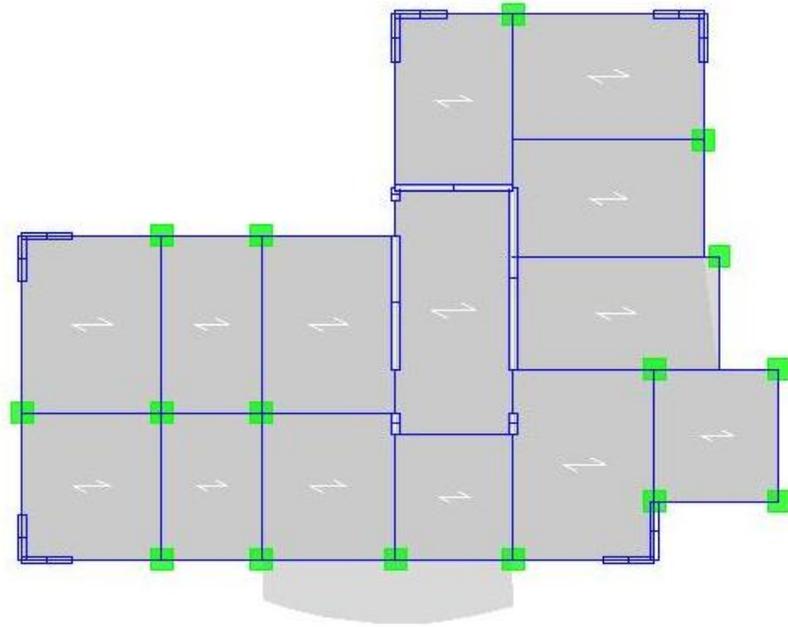


Fig. V.1: Vue en plan de la structure existante (étage courant)

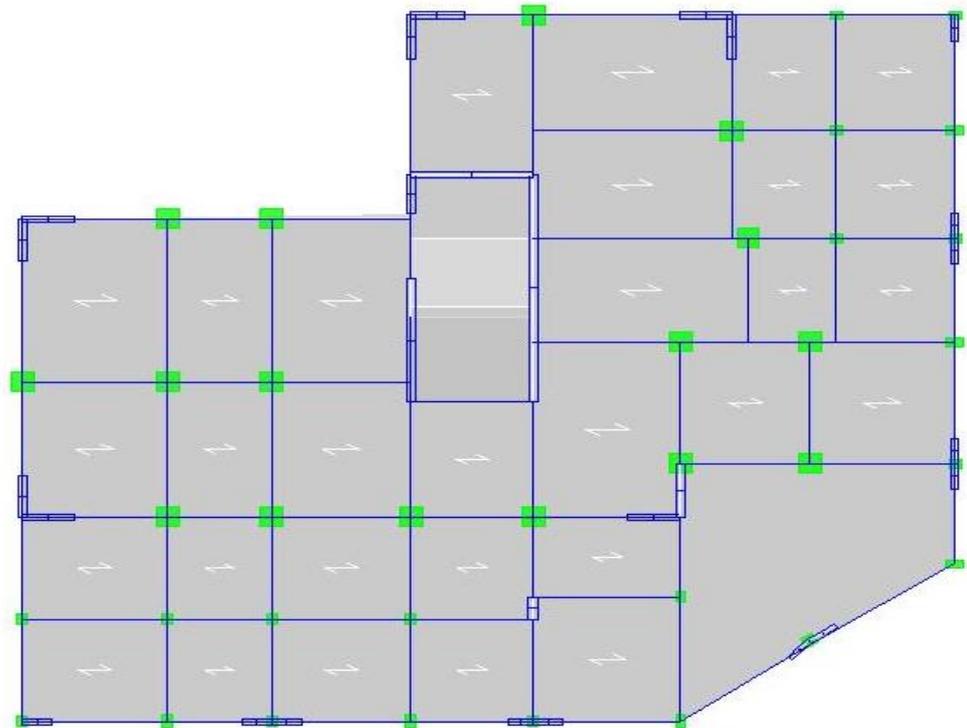


Fig. V.2: Vue en plan de la structure existante (rez-de-chaussée et 1^{er} étage).

Notre structure est mal conçue par l'architecte surtout en ce qui concerne la disposition des poteaux car elles ne respectent pas la condition minimale sur les files de contreventement (systèmes portiques).

Pour cela on a rectifié la disposition des poteaux pour avoir une première variante proposée, en laissant les voiles tels qu'ils sont. La première variante proposée est présentée par ses deux vues en plan pour les étages courants ainsi les deux premiers niveaux respectivement.

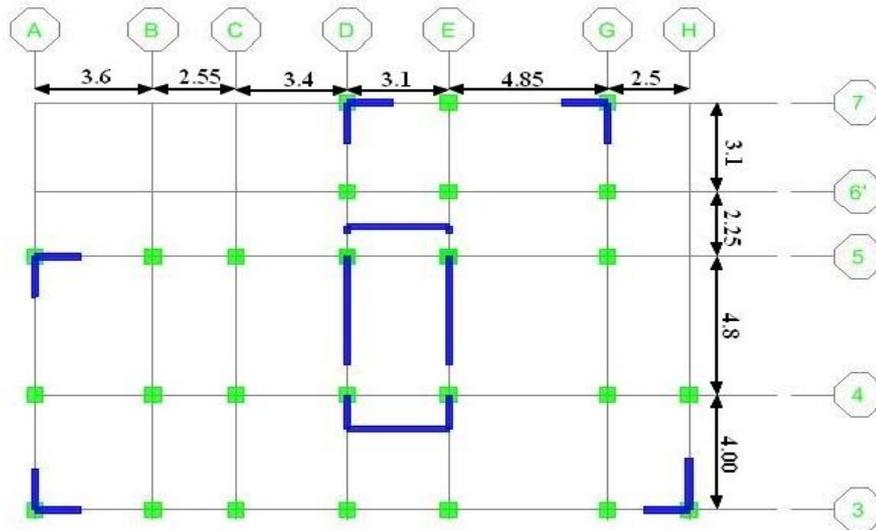


Fig.V.3: Vue en plan de la première variante proposée (existante modifiée).

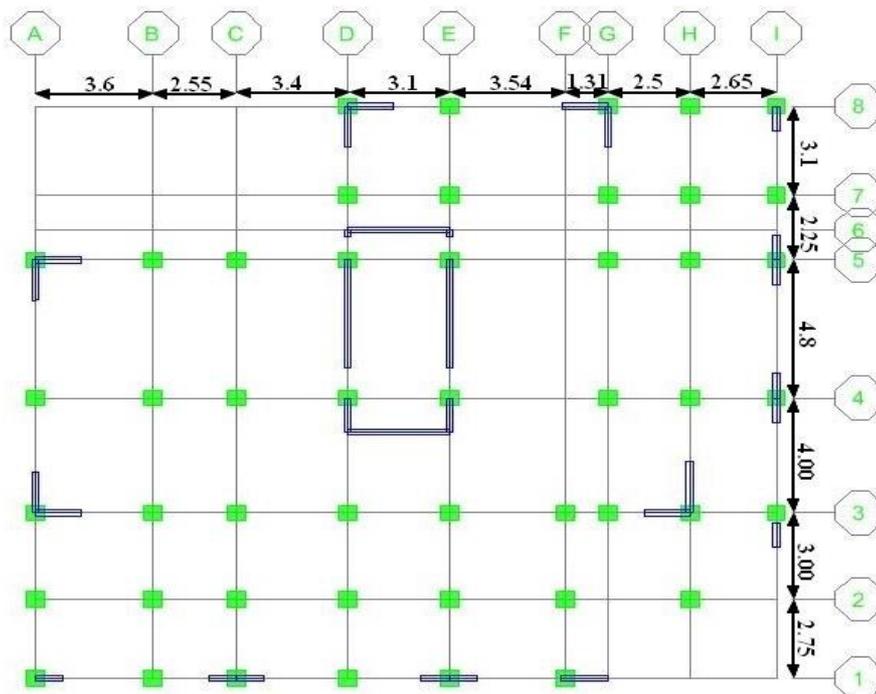


Fig.V.4: Vue en plan de la première variante proposée (existante modifiée).

Le système de contreventement est mixte (portiques et voiles) avec interaction. Une analyse de cette structure sera menée tout au long de ce chapitre et des commentaires seront donnés suite à son comportement. L'analyse de la structure se fera selon les deux étapes suivantes :

1^{ère} étape : Évaluation de l'excentricité « e » entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion. Pour cela il sera effectué :

1. Détermination du centre de gravité des masses à chaque niveau.
2. Détermination du centre de torsion à chaque niveau.
3. Détermination de l'excentricité, théorique dans les deux sens considérés.
4. Comparaison avec l'excentricité réglementaire. (RPA 99/Version 2003).

2^{ème} étape : Evaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant:

1. Les périodes propres de la structure.
2. Les masses modales de la structure dans les deux sens.
3. Les masses modales cumulées.

V.7.2. Caractéristiques géométriques de la structure

V.7.2.1. Le centre de gravité des masses

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

Les éléments suivants seront pris en considération :

- Les planchers (dalles).
- Les voiles.
- Les poutres.
- Les poteaux
- Les balcons.
- Les murs extérieurs.
- Les escaliers.

V.7.2.2. Le centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- Le centre gravité des masses et le centre de torsion sont confondus. Les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'un mouvement de translation.
- Le centre gravité des masses est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation simultanément.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul du centre de masse et du centre de torsion de chaque niveau.

Tableau V.5: Centres de masse et de torsion de chaque étage.

Etages	X_{CCM} (m)	Y_{CCM} (m)	X_{CT} (m)	Y_{CT} (m)
Terrasse	10.257	11.657	11.163	11.541
9	10.272	11.707	11.201	11.451
8	10.285	11.721	11.249	11.351
7	10.291	11.728	11.304	11.238
6	10.295	11.733	11.369	11.100
5	10.297	11.736	11.451	10.926
4	10.299	11.738	11.566	10.681
3	10.3	11.739	11.736	10.33
2	10.562	11.37	11.956	9.947
1	10.801	11.038	12.21	9.703
RDC	10.257	11.657	11.163	11.541

V.7.2.3. Calcul de l'excentricité théorique et de l'excentricité accidentelle

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{CM} - X_{CT}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CT}$$

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, le RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

L'excentricité théorique : c'est celle calculée précédemment

$$e_{xth} = X_G - X_C$$

$$e_{yth} = Y_G - Y_C$$

L'excentricité accidentelle :

Dans notre cas l'analyse est tridimensionnelle

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : $\pm 5\%$ L. Plus l'excentricité théorique calculée,

Sens X: $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 22.65 \text{ m} \Rightarrow e_{ax} = 1.132 \text{ m}$

Sens Y: $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 19.90 \text{ m} \Rightarrow e_{ay} = 0.995 \text{ m}$

Le tableau [V.6] résume les résultats des excentricités pour chaque niveau:

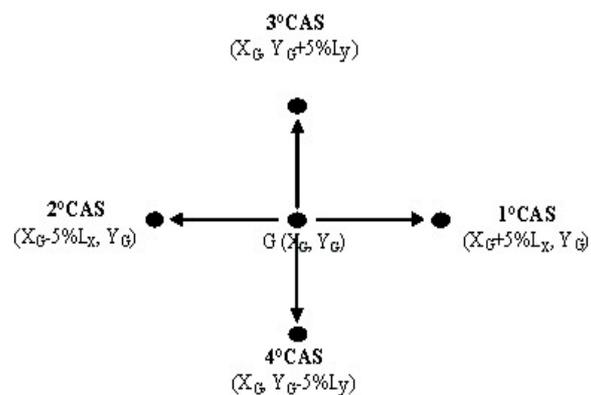
L'étage	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$X_{CM}(m)$	$Y_{CM}(m)$	$X_{CT}(m)$	$Y_{CT}(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
9	10.257	11.657	11.15	11.542	-0.893	0.115	1.132	0.995
8	10.274	11.707	11.186	11.46	-0.912	0.247	1.132	0.995
7	10.315	11.782	11.229	11.37	-0.914	0.412	1.132	0.995
6	10.314	11.773	11.28	11.27	-0.966	0.503	1.132	0.995
5	10.314	11.769	11.339	11.148	-1.025	0.621	1.132	0.995
4	10.314	11.766	11.413	10.991	-1.099	0.775	1.132	0.995
3	10.313	11.764	11.516	10.766	-1.203	0.998	1.132	0.995
2	10.313	11.762	11.67	10.438	-1.357	1.324	1.132	0.995
1	10.58	11.377	11.881	10.069	-1.301	1.308	1.132	0.995
RDC	10.822	11.035	12.143	9.801	-1.321	1.234	1.132	0.995

Tableau V.6 : Excentricités Théorique et Accidentelle

○ Excentricité retenue

Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prend le cas le plus défavorable :

- 1) $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.
- 2) $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.
- 3) $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.
- 4) $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.



Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- § Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses;
- § Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges;
- § Pour pallier les erreurs d'exécution.

Le tableau [V.7] résume les résultats précédents.

Tableau V.7: Excentricité Retenue

L'étage	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$ (m)	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$ (m)	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$ (m)	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$ (m)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
9	0.239	-2.025	1.11	-0.88	-2.025	1.11
8	0.22	-2.044	1.242	-0.748	-2.044	1.242
7	0.218	-2.046	1.407	-0.583	-2.046	1.407
6	0.166	-2.098	1.498	-0.492	-2.098	1.498
5	0.107	-2.157	1.616	-0.374	-2.157	1.616
4	0.033	-2.231	1.77	-0.22	-2.231	1.77
3	-0.071	-2.335	1.993	0.003	-2.335	1.993
2	-0.225	-2.489	2.319	0.329	-2.489	2.319
1	-0.169	-2.433	2.303	0.313	-2.433	2.303
RDC	-0.189	-2.453	2.229	0.239	-2.453	2.229

V.7.3. Résultat de calcul de la variante existante

V.7.3.1. Nombre de modes à considérer

D'après les RPA99/Version2003 (article 4.3.4 .a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

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

V.7.3.2. Les modes propres

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau [V.8]:

Tableau V.8 : Périodes propre et pourcentage des masses

Modes	Période (s)	U _X (%)	U _Y (%)	SumU _X (%)	SumU _Y (%)	Nature
1	0.582851	60.4161	0.0425	60.4161	0.0425	Transl(x)
2	0.458298	0.3341	38.9622	60.7503	39.0047	Torsion
3	0.400226	0.1533	25.217	60.9036	64.2217	Torsion
4	0.170774	20.8622	0.0099	81.7658	64.2316	
5	0.147583	0.9029	4.9015	82.6687	69.1331	
6	0.127753	0.1794	16.1614	82.8481	85.2946	
7	0.08475	10.2579	0.0197	93.106	85.3143	
8	0.080647	0.0885	0.211	93.1945	85.5252	
9	0.067699	0.0201	8.36	93.2146	93.8853	

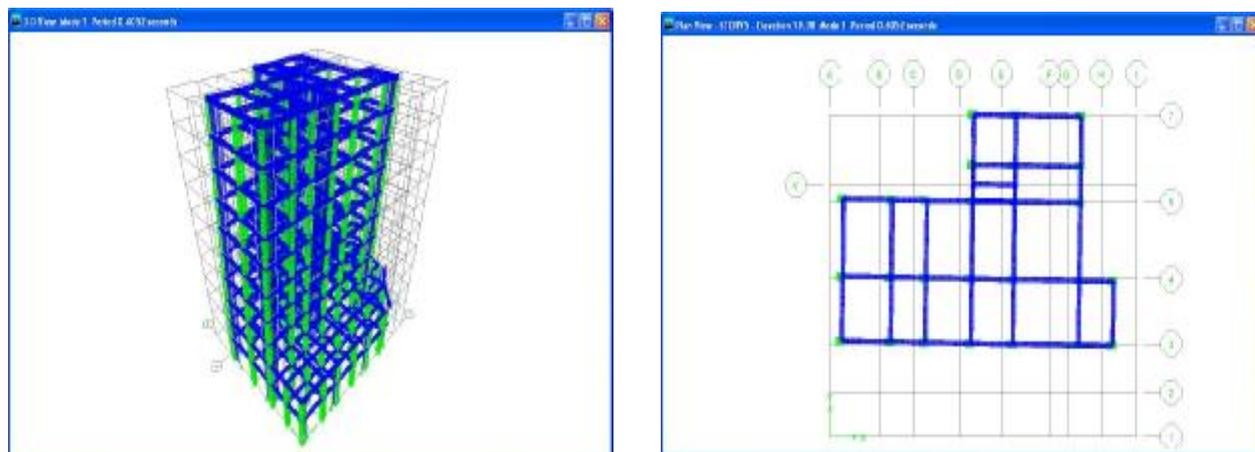


Fig. V.5: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

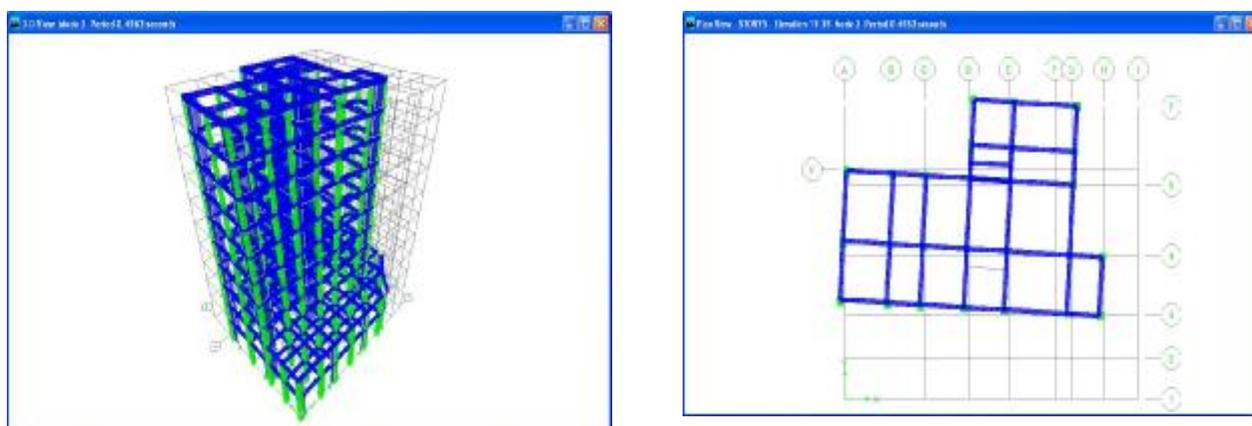


Fig. V.6: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan



Fig. V.7: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

V.7.3.3. Interprétation des résultats

- L'analyse de la structure nous permet d'observer que cette dernière est rigide pour un ouvrage de 9 niveaux.
- Apparition du phénomène de la torsion dans le deuxième mode.
- Une surabondance de voiles dans les deux sens.
- Mauvaise disposition des voiles de contreventement (dans les deux sens), qui sont concentrés en milieu de la structure ; très proches du centre de gravité des masses (l'irrégularité en plan et en élévation est aussi l'une des facteurs qui facilite l'apparition de la torsion dès le premier mode).

Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles. En éliminant presque tous les voiles périphériques des deux premiers niveaux, (pour une petite élévation on opte généralement pour des portiques assurant le contreventement).

V.8. ANALYSE DE LA DEUXIEME STRUCTURE PROPOSEE

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. Cette structure proposée est présentée dans la figure (V.8)

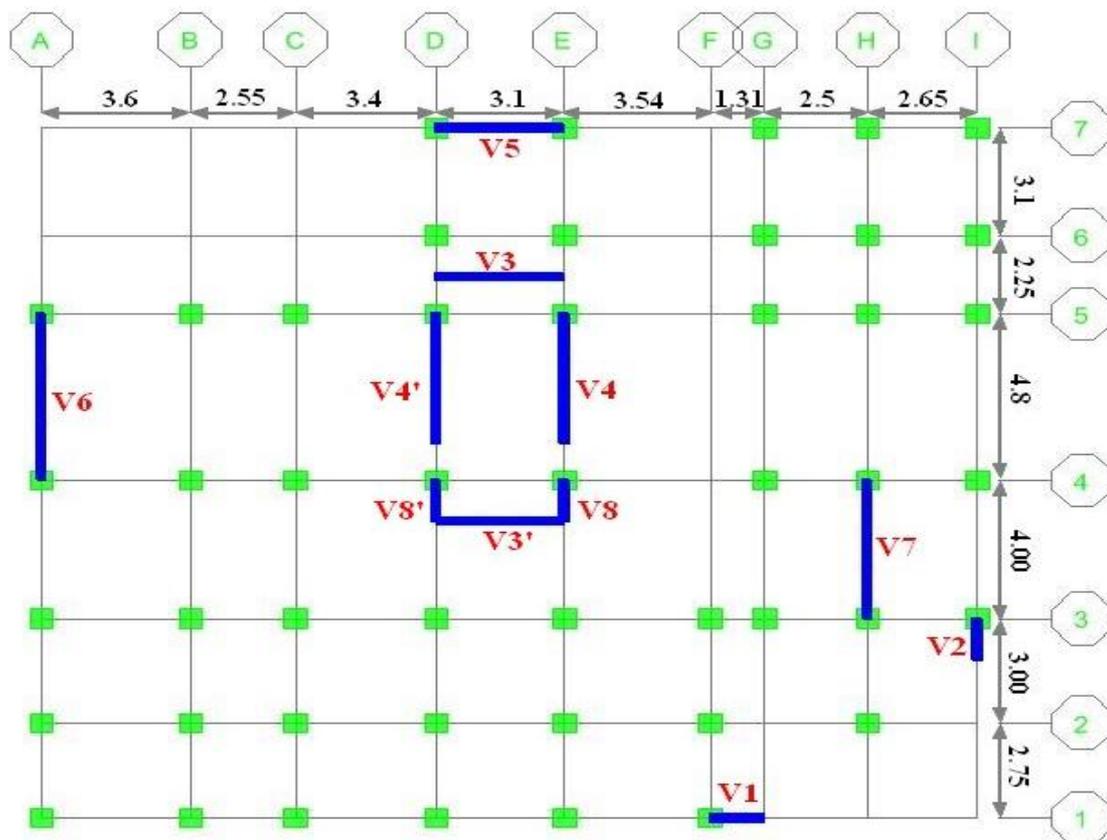


Fig. V.8: Vue en plan de la 2^{ème} structure proposée (RDC et 1^{er} NIVEAU)

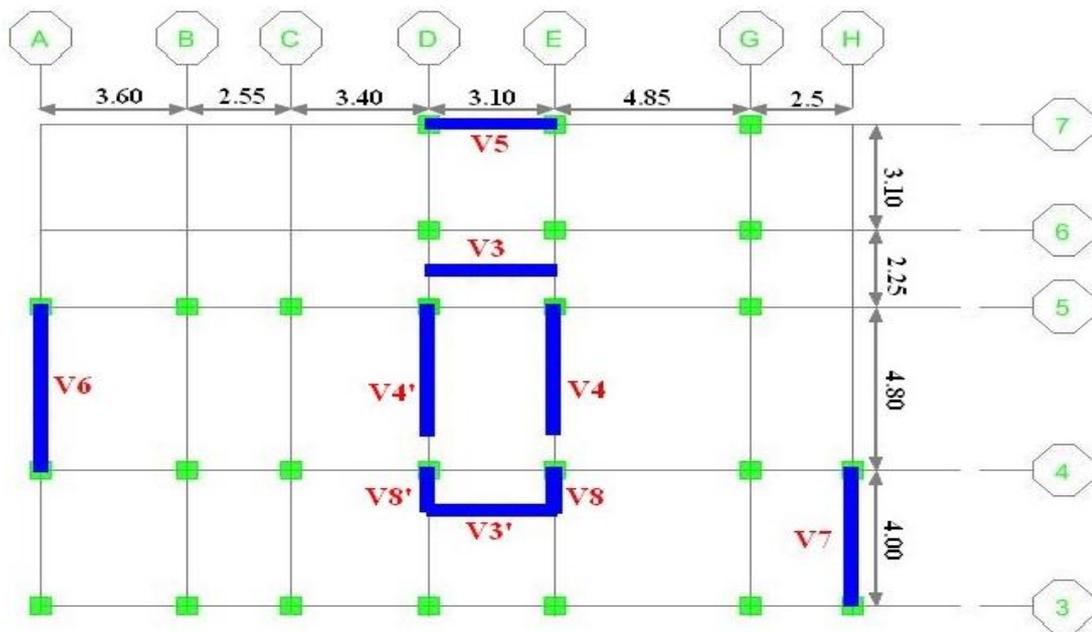


Fig. V.9: Vue en plan de la 2^{ème} structure proposée (ETAGES COURANTS)

V.8.1. Excentricité Théorique et Accidentelle

Dans le tableau [V.9] suivant est donnée l'excentricité accidentelle et théorique calculées pour chaque niveau de la structure proposée.

Tableau V.9 : Excentricité Théorique et Accidentelle

L'étage	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)	e _x (m)	e _y (m)
9	10.255	11.624	10.3	11.674	-0.082	0.034	1.132	0.995
8	10.271	11.666	10.3	11.702	-0.064	0.042	1.132	0.995
7	10.285	11.682	10.288	11.736	-0.04	0.014	1.132	0.995
6	10.292	11.69	10.272	11.782	-0.019	-0.031	1.132	0.995
5	10.296	11.695	10.256	11.829	-0.002	-0.08	1.132	0.995
4	10.298	11.699	10.244	11.888	0.01	-0.143	1.132	0.995
3	10.3	11.701	10.244	11.941	0.012	-0.206	1.132	0.995
2	10.301	11.703	10.267	12.006	-0.007	-0.285	1.132	0.995
1	10.556	11.344	10.326	12.105	0.187	-0.772	1.132	0.995
RDC	10.781	11.028	10.436	12.44	0.201	-1.356	1.132	0.995

Excentricité retenue:

1) $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.

2) $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.

3) $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.

4) $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.

Le tableau [V.10] résume les résultats de calcul de l'excentricité totale retenue.

Tableau V.10: L'excentricité Retenue

L'étage	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$ (m)	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$ (m)	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$ (m)	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$ (m)	e_x à retenir (m)	e_y à retenir (m)
9	1.05	-1.214	0.965	-1.025	-1.214	-1.025
8	1.068	-1.196	0.975	-1.015	-1.196	-1.015
7	1.092	-1.172	0.954	-1.036	-1.172	-1.036
6	1.113	-1.151	0.914	-1.076	-1.151	-1.076
5	1.13	-1.134	0.871	-1.119	-1.134	-1.119
4	1.142	-1.122	0.814	-1.176	1.142	-1.176
3	1.144	-1.12	0.761	-1.229	1.144	-1.229
2	1.125	-1.139	0.694	-1.296	-1.139	-1.296
1	1.319	-0.945	0.229	-1.761	1.319	-1.761
RDC	1.333	-0.931	-0.425	-2.415	1.333	-2.415

V.8.2. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure

V.8.2.1. Périodes propres et fréquences propres

Le tableau [V.11] suivant donne les périodes propres et les fréquences propres de vibration de la structure.

Tableau V.11 : Période et Fréquence propre

MODES	Période (sec)	Fréquence (Hz)	Pulsation (rad/sec)	Valeur propre (rad/sec) ²
1	0.65	1.52	9.55	91.25
2	0.46	2.14	13.44	180.88
3	0.41	2.42	15.23	232.07
4	0.18	5.43	34.11	1163.49
5	0.12	7.75	48.70	2372.41
6	0.11	8.86	55.65	3097.75
7	0.093	10.71	67.28	4527.49
8	0.06	15.25	95.77	9173.50
9	0.06	16.61	104.31	10881.35
10	0.054461	18.3617635	115.311875	13296.8284

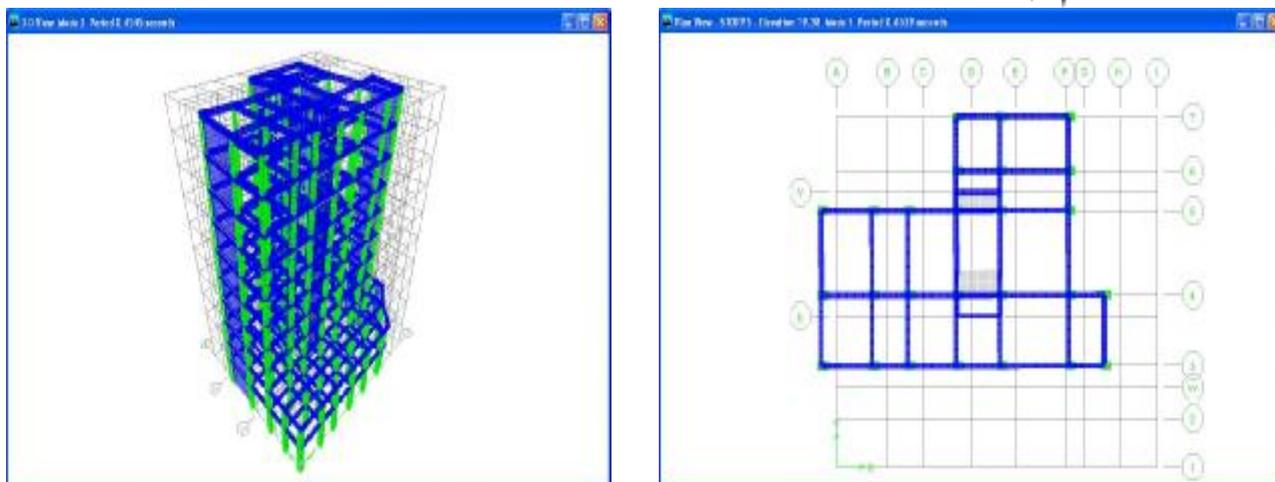


Fig. V.10: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

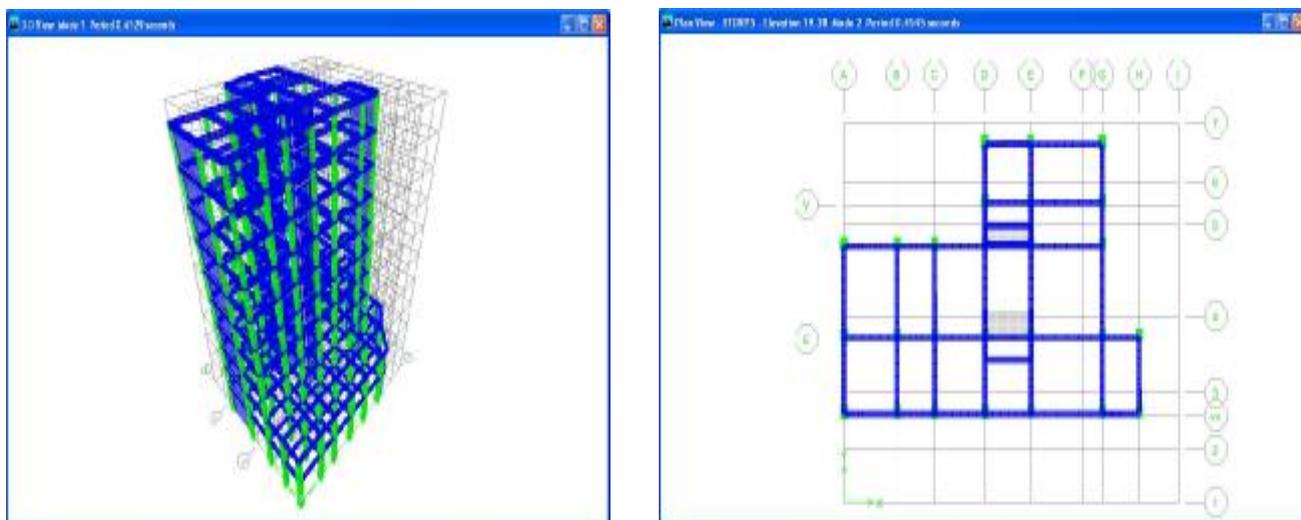


Fig. V.11: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

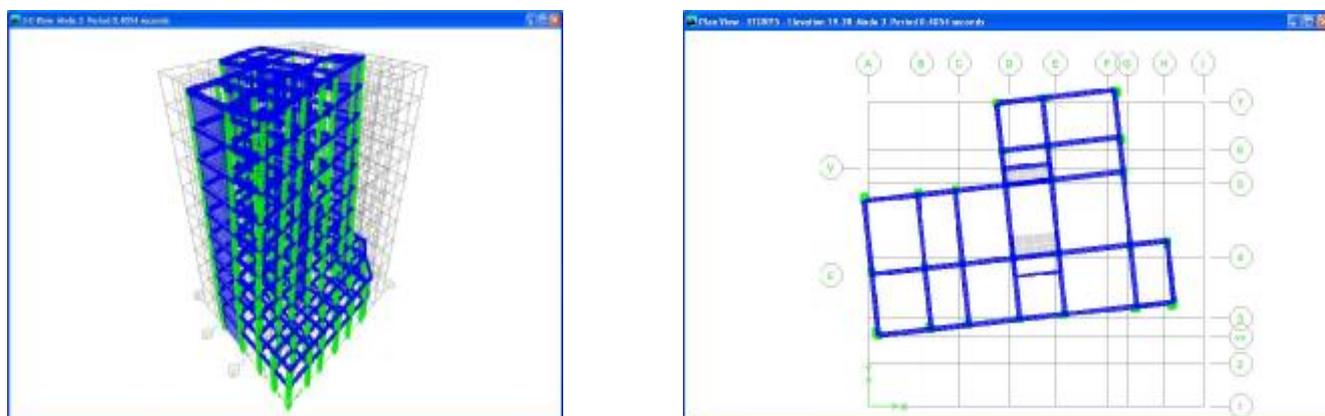


Fig. V.12: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan

V.8.3. Pourcentage des masses modales effectives

Dans tableau [V.12] suivant nous retrouvons le pourcentage des masses modales effectives de chaque mode.

Tableau V.12 : Pourcentage des masses modales effective

MODE	PERIOD	Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
		U _X	U _Y	U _Z	U _X	U _Y	U _Z
1	0.65	62.331	0.0004	0	62.331	0.0004	0
2	0.46	0.0003	63.1272	0	62.3312	63.1276	0
3	0.41	0.0142	0.0013	0	62.3454	63.1289	0
4	0.18	22.2205	0.0037	0	84.5659	63.1326	0
5	0.12	0.0002	21.6701	0	84.5661	84.8027	0
6	0.11	0.205	0.4987	0	84.7712	85.3014	0
7	0.09	9.6201	0.0298	0	94.3913	85.3312	0
8	0.06	0.0005	7.8386	0	94.3918	93.1698	0
9	0.06	1.5267	1.1103	0	95.9184	94.2801	0
10	0.05	1.5164	0.4689	0	97.4348	94.749	0

V.9. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

V.9.1. Période fondamentale théorique

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- Une période fondamentale $T_{\text{dyn}} = 0.657$ s
- Une période empirique $T_{\text{empirique}} = C_T H_T^{3/4} = 0,667$ sec.
- RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

Nous avons: $1.3 \times T_e = 0.867 > T_{\text{dyn}} = 0.657$

- Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- Les huit premiers modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90% (Tableau [V.12])
- Disparition des modes de torsion au niveau des modes fondamentaux.

V.9.2. Résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

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

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X

$$V_{\text{Dynamique}} = 303.039t$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X

$$V_{\text{statique}} = 378.34t$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 302.67 t \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \quad \text{vérifiée.}$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y

$$V_{\text{Dynamique}} = 321.80t$$

-L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens Y

$$V_{\text{statique}} = 362.36 t$$

$$0.8 V_{\text{statique}} = 289.89 t \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0.8 V_{\text{statique}} \quad \text{vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{si } T > 0,7 S \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 S \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0,666S < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par

L'expression

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i ,

h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

Les résultats sont présentés dans le tableau V.13

On a :

$$V_{tr} = 362.36 \text{ t} \quad V_{Long} = 378.34 \text{ t}$$

Tableau V.13: résultat des forces sismiques

niveau	W_i (t)	H_i	$W_i * H_i$	F_i (t) tr	$F_i(t)$ ln
9	298.14	31.62	9427.18	62.28	65.02
8	274.64	28.56	7843.71	51.82	54.10
7	282.6	25.5	7206.30	47.60	49.70
6	282.6	22.44	6341.54	41.89	43.74
5	290.56	19.38	5631.05	37.20	38.84
4	290.56	16.32	4741.93	31.32	32.71
3	300.5	13.26	3984.63	26.32	27.48
2	300.5	10.2	3065.10	20.25	21.14
1	578.81	7.14	4132.70	27.30	28.50
RDC	606.22	4.08	2473.37	16.34	17.06
Somme	3505.13		54847.55		

V.9.2.1. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau: V.14

Tableau V.14: les efforts tranchants résultants

NIVEAU	H _i	F _i (t) tr	F _i (t) ln	V _k (t) tr	V _k (t) ln
9	31.62	62.282368	65.029007	62.2823676	65.029007
8	28.56	51.820905	54.1061962	114.103273	119.135203
7	25.5	47.609688	49.7092656	161.712961	168.844469
6	22.44	41.896526	43.7441538	203.609487	212.588623
5	19.38	37.202541	38.8431649	240.812028	251.431787
4	16.32	31.328455	32.7100336	272.140483	284.141821
3	13.26	26.325159	27.4860929	298.465642	311.627914
2	10.2	20.250122	21.1431484	318.715764	332.771062
1	7.14	27.303432	28.5075075	346.019196	361.27857
RDC	4.08	16.340804	17.0614302	362.36	378.34

V.9.3. Justification de l'interaction portiques-voiles

Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 69468.03 KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 8698 KN

On a :

$$8698 < 0.20 \times 69468.03 = 13893.61 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X :

L'effort tranchant à total à la base : 3504.11 KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 1009.72 KN

$$\text{Donc : } 1009.72 > 0.25 \times 3504.11 = 876.03 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Suivant Y :

L'effort tranchant total à la base 3167.02 KN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 817.29 KN

Donc : $817.29 > 0.25 \times 3167.02 = 791.76 \text{ KN} \Rightarrow$ vérifiée

Les conditions d l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

V.9.4. Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{res} = F \times \frac{L_{c/y}}{2} = 3505.13 \times 11.32 = 39695.59 \text{ t.m}$$

$$\begin{aligned} M_{renv} &= \sum F_i \times h_i = 65.03 \times 31.62 + 54.11 \times 28.56 + \\ &49.70 \times 25.5 + 43.74 \times 22.44 + 38.84 \times 19.38 + \\ &32.71 \times 16.32 + 27.48 \times 13.26 + 21.14 \times 10.2 + \\ &28.50 \times 7.14 + 17.06 \times 4.08 \\ &= 7990.583 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{39695.59}{7990.583} = 4.97 > 1.5$$

\Rightarrow La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

V.9.5. Justification vis à vis de l'effet P-D

L'effet du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

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

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les détails de calcul du coefficient θ sont présentés dans le tableau [V.15]

Tableau V.15 : Détail de calcul du coefficient q

Niveau	P_K (T)	D_K	V_K (kn)	H (m)	q
9	298.14	0.0117	65.029007	3.06	0.0175
8	572.78	0.0117	119.135203	3.06	0.0184
7	855.38	0.0117	168.844469	3.06	0.0194
6	1137.98	0.0117	212.588623	3.06	0.0205
5	1428.54	0.0117	251.431787	3.06	0.0217
4	1719.1	0.0117	284.141821	3.06	0.0231
3	2019.6	0.0117	311.627914	3.06	0.0248
2	2320.1	0.0117	332.771062	3.06	0.0267
1	2898.91	0.0117	361.27857	3.06	0.0307
RDC	3505.13	0.0117	378.34	4.08	0.0266

On remarque que $\theta < 0.1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé.

V.9.6. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le **RPA99/version2003**, consiste en la vérification des déplacements inter-étages. Cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. **La stabilité structurelle.**
2. **L'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.**
3. **Le confort humain durant et après les effets du séisme.**

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

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

Avec :

R : coefficient de comportement global de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k donné par la formule suivante :

$$\delta_{ek} = \frac{a_k}{\omega^2}$$

$$\text{Avec : } a_k = \frac{F_k \times g}{W_k}$$

ω : La pulsation propre de la structure $\omega = 2\pi / T$

g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

W_k : poids de l'étage k

T : période propre de la structure

$$\text{D'où : } \delta_{ek} = \left[\frac{F_k \times g}{W_k} \right] \times \frac{T^2}{4\pi^2}$$

$$\text{Avec : } C^t = \frac{R \times g \times T^2}{4p^2}$$

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ selon (Art 4.2.10 des RPA 99/Version.2003) :

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau [V.16].

niveaux	F_{ky} (t)	F_{kx} (t)	W_k (t)	C^t	d_{ky} (m)	d_{kx} (m)	D_{kx} (m)	D_{ky} (m)	$\bar{\Delta}$ (m)
9	52.696	50.470	298.14	0.551	0.115	0.120	0.011	0.011	0.030
8	45.865	43.927	274.64	0.551	0.104	0.108	0.011	0.011	0.030
7	42.357	40.568	282.6	0.551	0.092	0.097	0.011	0.011	0.030
6	37.274	35.700	282.6	0.551	0.081	0.085	0.011	0.011	0.030
5	33.260	31.855	290.56	0.551	0.070	0.073	0.011	0.011	0.030
4	28.009	26.825	290.56	0.551	0.059	0.062	0.011	0.011	0.030
3	23.670	22.670	300.5	0.551	0.048	0.051	0.011	0.011	0.030
2	18.208	17.439	300.5	0.551	0.037	0.038	0.011	0.011	0.030
1	23.682	22.681	578.81	0.551	0.026	0.027	0.011	0.011	0.030
RDC	14.763	14.14	606.22	0.551	0.014	0.015	0.014	0.015	0.040

Tableau V.16 : Résultats numériques

V.9.7. Justification vis à vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser $\bar{\Delta}$ égale à 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\text{niveau RDC} : 1.5 < \frac{408}{100} \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\text{niveau étage courant} : 1.1 < \frac{306}{100} \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

○ **Remarque :**

Bien remarquer que les forces sismiques sont plus prépondérantes que les forces du vent,

La justification des résultats :

$$V_{\text{sis}}(xx) = 378.34 \text{ t} ; V_{\text{vent}}(xx) = 52.09 \text{ t}$$

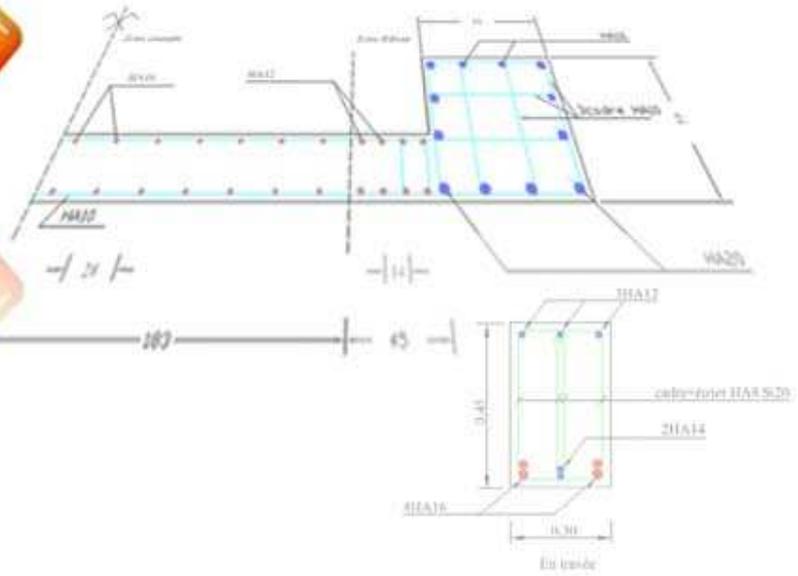
$$V_{\text{sis}}(yy) = 362.36 \text{ t} ; V_{\text{vent}}(yy) = 46.25 \text{ t}$$

D'ou les forces les plus défavorables sont les forces sismiques ; Alors le calcul se fera suivant ces forces.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE VI



FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. INTRODUCTION

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces éléments.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL.91 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VI.2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	18.48	25	400

Tableau VI.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.2.1. Combinaisons des charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL.91

$$E L U \quad 1.35 G + 1.5 Q$$

Selon RPA 99 (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1/ \quad N_{\max} \cdot M_{\text{corr}}$$

$$2/ \quad M_{\max} \cdot N_{\text{corr}}$$

$$3/ \quad N_{\min} \cdot M_{\text{corr}}$$

Chacune de ces trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

VI.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48). Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$ $A_{\min} = A_s > 0.9 \% \text{ (zone III)}$	$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$
----------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Nous avons retenu en tout (05 zones):

- Zone I (RDC. 1^{ere} étage) : Poteaux 55x55
- Zone II (2^{eme}. 3^{eme} étage) : Poteaux 50x50
- Zone II (4^{eme}. 5^{eme} étage) : Poteaux 45x45
- Zone II (6^{eme}. 7^{eme} étage) : Poteaux 40x40
- Zone III (8^{eme}. 9^{eme} étage) : Poteaux 35x35

VI.2.3. Identification des poteaux :

Zone I (55x55) :

- Pour (N^{\max} . M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C44 R.D.C sens x**
- Pour (M^{\max} . N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C47 étage 1 sens x**
- Pour (N^{\min} . M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C06 étage 1 sens y**

Zone II (50x50):

- Pour (N^{\max} . M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C44 étage 2 sens x**
- Pour (M^{\max} . N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C25 étage 3 sens x**
- Pour (N^{\min} . M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C21 étage 3 sens x**

Zone III (45x45):

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27** étage 4 sens x
- Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C33** étage 5 sens x
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C14** étage 4 sens x

Zone IV (40x40) :

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27** étage 6 sens y
- Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27** étage 7 sens x
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C34-1** étage 7 sens y

Zone V (35x35) :

- Pour (N^{\max} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27** étage 8 sens y
- Pour (M^{\max} , N^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C27** étage 8 sens x
- Pour (N^{\min} , M^{corr}) le poteau le plus sollicité est **C40** étage 9 sens x

Tableau VI.1: Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables

Zone	Section [cm ²]	N^{\min} [kN]	M^{corr} [kNm]	M^{\max} [kNm]	N^{corr} [kN]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kNm]	T^{\max} [kN]
Zone V	35x35	0.06	15.53	55.789	23.795	180.99	5.31	37.35
Combinaisons		0.8G+E_y		G+Q+E_x		G+Q+E_y		
Zone IV	40x40	0.1	2.407	85.375	46.22	357.76	9.83	57.12
Combinaisons		G+Q+E_y		G+Q+E_x		G+Q+E_y		
Zone III	45 45	0.41	5.68	101.74	101.47	603.146	34.825	67.82
Combinaisons		0.8G+E_x		G+Q+E_x		G+Q+E_x		
Zone II	50 50	0.28	17.15	106.423	183.307	1150.82	34.16	69.27
Combinaisons		G+Q+E_x		G+Q+E_x		G+Q+E_x		
Zone I	55x55	-0.02	28.01	104.06	38.31	2164.62	86.869	72.55
Combinaisons		G+Q+E_y		G+Q+E_x		G+Q+E_x		

VI.2.4. Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version2003 :

Zone I (RDC. 1 ^{ère} étage)	: poteaux 55x55	$A_{S \min} = 27.22 \text{ cm}^2$
Zone II (2 ^{ème} . 3 ^{ème} . étage)	: poteaux 50x50	$A_{S \min} = 22.5 \text{ cm}^2$
Zone III (4 ^{ème} . 5 ^{ème} étage)	: poteaux 45x45	$A_{S \min} = 18.22 \text{ cm}^2$
Zone III (6 ^{ème} . 7 ^{ème} étage)	: poteaux 40x40	$A_{S \min} = 14.4 \text{ cm}^2$
Zone III (8 ^{ème} . 9 ^{ème} étage)	: poteaux 35x35	$A_{S \min} = 11.02 \text{ cm}^2$

VI.2.5. Ferrailage longitudinal:

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

Pour la détermination des armatures à L'E L U, on a appliqué une méthode plus simplifiée :

■ **Section partiellement comprimée :**

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

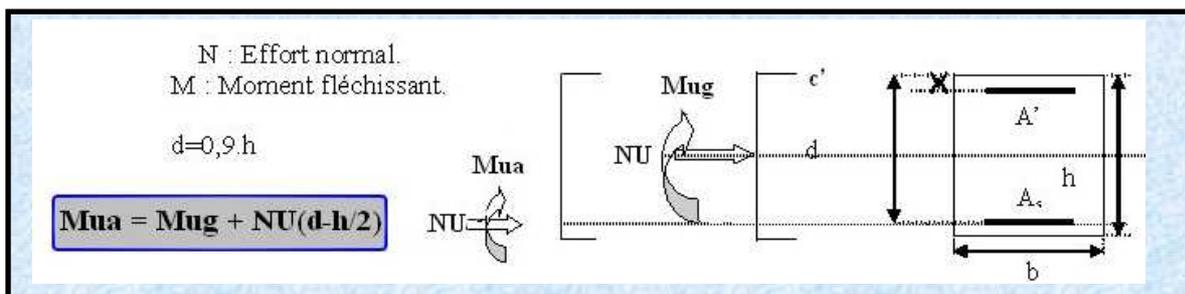
■ **Section entièrement comprimée :**

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

■ **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

Fig. VI.2: Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée



VI.2.6. Exemple de ferrailage

Soit un poteau C27 du 8^{ème} étage (dimensions : 35x35) (Zone V) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$; Section = $35 \times 35 \text{ cm}^2$; acier Fe E400.

$$1^{\text{er}} \text{ cas) } N_{\min} = 0.06 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 15.53 \text{ KN.m} \quad (\mathbf{0.8G+Ex})$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas) } N_{\max} = 180.99.02 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corres}} = 5.31 \text{ KN.m} \quad (\mathbf{G+Q+1.2EY})$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas) } M_{\max} = 55.789 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corres}} = 23.795 \text{ KN} \quad (\mathbf{G+Q+1.2EX}).$$

1^{er} cas :

$$N_{\min} = 0.06 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corres}} = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') b \cdot h \cdot f_{bu}.$$

$$= (0.337 \times 0.35 - 0.81 \times 0.03) \times 0.35 \times 0.35 \times 18.48$$

$$A = 0.212 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}.$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.315 - 0.35/2 = 0.14 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \alpha = 15.53 \times 10^{-3} + 0.06 \cdot 10^{-3} \times 0.14 = 0.0155 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.00006 \times (0.315 - 0.03) - 0.0155 = -0.0000171 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0.0241 < 0.186 \text{ domaine 1. SPC}$$

$$\alpha = 0.030 \Rightarrow Z = 0.311 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$C = (0.5h - c') b h \times f_{bu} = (0.5 \times 0.35 - 0.03) \times 0.35^2 \times 18.48 = 0.328 \text{ MN}$$

$B < C$ donc on aura A_s uniquement

2^{ème} cas:

$$N_{\max} = 180.99 \text{ KN} \quad M_{\text{corres}} = 5.31 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0.14 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 5.31 \times 10^{-3} + 180.99 \cdot 10^{-3} \times 0.14 = 0.0306 \text{ MN.m}$$

$$A = 0.212 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.180(0.315 - 0.03) - 0.0306 = 0.0207 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0.0476 < 0.186 \text{ domaine 1. SPC}$$

$$\alpha = 0.061 \Rightarrow Z = 0.307 \text{ m}$$

$A_s = -2.032 \text{ cm}^2$ si A_s est négative. Il faut prendre le minimum requis par la C.N.F (condition de non fragilité).

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d = 0.23 \frac{2.1}{400} 0.35 \times 0.315 = 1.33 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas:

$$M_{\max} = 55.789 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corres}} = 23.795 \text{ KN}$$

$$M_{ua} = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$A = 0.212 \text{ MN.m}$$

$$B = -0.0523 \text{ MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \mu_a = 0.0921$$

$$\mu_a < 0.186 \Rightarrow \text{domaine 1 SPC}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0.8} = 0.12 \Rightarrow Z = 0.299 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \text{ donc :}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.33 \text{ cm}^2$$

Puisque C est supérieure a B alors on aura A_s uniquement.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s\min} = 0.9\% bh$

$$A_{s\text{calc}} > A_{s\text{RPA}}$$

Alors on prend la plus grande valeur des deux : $\Rightarrow A_{smin} = 11.025 \text{ cm}^2$

Choix des armature : 8 HA14 = 12 .32 cm^2

VI.2.7. Vérification du flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentrée ou non) des structures. Lorsque ces éléments sont « élancés » par suite de l’influence défavorable des déformations sur les sollicitations. (Pratique du BAEL91)
 $l_f = 0.7 l_0$ (Poteau intérieur répondant aux conditions énoncées).

$l_f = 2.142\text{m}$

$e_0 = 2.344\text{m} / e_a = 2\text{cm} \Rightarrow e_1 = 2.364\text{m}$

$l_f / h \leq (15 ; 20 (e_1/h)) \Rightarrow 2.142/3.06 \leq \text{Max} (15 ; 20(2.364/3.06)) \Rightarrow 0.7 \leq 15.45$ Vérifiée

VI.2.8. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{smin} > \frac{0,23b df_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} = 2.2\text{cm}^2$$

o **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l’effort tranchant.

On prend l’effort tranchant max et on généralise les nervures d’armatures pour tous les autres poteaux. $\Rightarrow V_{max} = 37.35 \text{ KN}$

VI.2.9. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{37.35 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,315} = 0.338 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = \min (0.20f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 5 \text{ Mpa}$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.10. Vérification de l’effort normal réduit

Dans le but d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme. l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots (\text{RPA 99 Article. 7.4.3.1})$$

Avec : ν : Effort normal réduit

B_c : Section brute de l’élément.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton N_d : Effort normal de compression max (Etabs).

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{0.1809}{0,1225 \times 25} = 0,059 \leq 0.3 \quad \text{Vérifiée.}$$

VI.2.11. Vérification du noeud vis-à-vis des moments fléchissant :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Application :

$$88.53 + 64.22 \geq 1.25 (75.29 + 15.97)$$

$$152.75 \geq 114.07$$

Condition vérifiée.

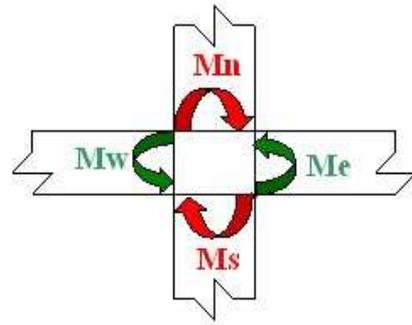


Fig. VI.2: Schéma des moments fléchissant dans le noeud

VI.2.12. Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99/ version2003 article 7.4.2.2

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

$$\frac{A_t}{t} = \rho_a V_u / h_1 f_c$$

VI.2.12.1. Condition d'espacement :

D'après le RPA99/ version2003 article 7.4.2.2, la valeur maximale est fixée comme suit:

En zone courante : $t' \leq \text{Min} (b_1 / 2, h_1 / 2, 10\phi)$.

En zone nodale : $t \leq 10$

On opte pour un espacement de 10 cm en zone nodale et de 14 cm en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6.12 > 5$$

Donc: $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h_1 f_c} = \frac{2.5 \times 37.35 \times 10^{-3} \times 0,10}{0,35 \times 400} = 0.667 \text{ cm}^2$$

Soit 2.01cm². Choix des barres : 2 cadre 2φ8.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6.12 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b} > 0.3\% \quad \text{RPA99/version 2003.}$$

$$2.01 / 10 \times 35 = 0.57\% > 0.3\% \quad \text{vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°.

Ayant une longueur de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$.

VI.2.7. Résultats du ferrailage pour toutes les sections :

Tableau VI.3: Les résultats de ferrailage des autres sections des poteaux.

Poteaux		A _S Calculé (cm ²)	A _S Min(RPA) (cm ²)	Barres (long)	Barres (transv)	St courant e (cm)	St nodale (cm)
55×55	lié au voile	5.35	27.2	8HA16 +4HA20	3HA10	15	10
	Non lié	9.72	27.2	8HA16 +4HA20	3HA10	15	10
50×50	lié au voile	4.59	22.5	12HA16	3HA8	15	10
	Non lié	4.19	22.5	12HA16	3HA8	15	10
45×45	lié au voile	3.02	18.2	12HA14	3HA8	14	10
	Non lié	5.92	18.2	12HA14	3HA8	14	10
40×40	lié au voile	6.43	14.4	10HA14	2HA8	14	10
	Non lié	5.06	14.4	10HA14	2HA8	14	10
35×35	lié au voile	4.33	11.025	8HA14	2HA8	14	10
	Non lié	5.96	11.025	8HA14	2HA8	14	10

VI.3. FERRAILAGE DES POUTRES :

VI.3.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	18.48	25	400

VI.3.2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q

Selon le R.P.A 99/version2003 : Accidentels: G+Q ± E
Accidentels: 0.8G ± E

VI.3.3. Recommandation du RPA 99/version 2003 :

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.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- ✦ La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III.
- ✦ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas. nous allons ferriller les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

○ Présentation des résultats :

Tableau VI.4: Efforts internes dans les différentes poutres et sous les différentes combinaisons

Sections [cm ²]		N°	niveaux	combinaisons	
Poutres principales dans les deux sens	$M_{travée}$	19.154	B65	8	ELU
	$M_{app}max < 0$	140.731	B69	3	G+Q+E _{y MIN}
	$M_{app}min > 0$	0.003	B56	3	0.8G+E _{x MAX}
	T_{max}	316.53	B69	3	G+Q+E _{y MIN}

VI.3.4. Exemple de ferrailage :

VI.3.4.1. Ferrailage longitudinal

a/ Ferrailage en travée :(situation durable)

$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2$ (poutre porteuse). Sens longitudinal ; $F_c = 400 \text{ MPA}$.

$$M_{ult} = 19.154 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 14.147 \text{ KN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$d = 0.9 \times 0.45 = 0.405 \text{ m}$$

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0.027$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0.8 = 0.034$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.399 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.0191 / (0.399 \times 348) = 1.37 \text{ cm}^2.$$

b/ Ferrailage sur appui :(situation accidentelle)

$$f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$M_{max} = 140.731 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 14.147 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\mu = 0.140 / (0.3 \times 0.405^2 \times 18.48) = 0.153$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) / 0.8 = 0.21$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.37 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.1407 / (0.37 \times 400) = 9.5 \text{ cm}^2. \text{ On choisit } 4\text{HA}16 + 2\text{HA}12 (10.30 \text{ cm}^2)$$

VI.3.4.2. Vérifications nécessaires pour les poutres :

a/ La condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c ; f_c = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 0.30 \times 0.405 \times 2.1 / 400 = 1.46 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.46 \text{ cm}^2. \text{ (Condition vérifiée)}$$

b/ Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

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

$$A_{min} > 0.5\% \cdot b \times h.$$

$$A_{min} > 0.5\% \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Condition non vérifiée pour les armatures de travée; alors la section d'aciers à retenir est :

$$A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$6 \text{ HA12 (6.79 cm}^2\text{)}$$

VI.3.4.3. Armatures transversales :

$$V_u^{\max} = 316.53 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0.316 / 0.3 \times 0.405 = 2.6 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.27f_{c28} / \gamma_b ; 7 \text{ MPA}) = 4.5 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u^{\max} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifiée}).$$

VI.3.4.3.1. Dispositions constructives :

Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.

$$d = 0.405 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } S_t \leq 36.45 \text{ cm.}$$

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

Section minimale des armatures transversales BAEL ART.1.2.2 :

$$\Rightarrow \begin{cases} S_t \leq A_t \cdot f_e / 0.4 \times b_0 \\ A_t \geq 0.4 \times b_0 \times S_t / f_e. \\ A_t = 0.4 \times 0.30 \times 0.20 / 400 = 0.60 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\text{Soit } 1 \text{ cadre T8 + un étrier T8} = 1.01 \text{ cm}^2.$$

VI.3.4.3.2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

a/ Appui de rive :

- Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e.$$

$$6.79 \cdot 10^{-4} \geq 0.316 \cdot 1.15 / 348 = 10.46 \times 10^{-4} \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\text{On doit prendre } A_s = 10.46 \text{ cm}^2 \quad 4\text{HA16} + 2\text{HA14 (11.12 cm}^2\text{)}.$$

VI.3.4.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$a = l_a - 2 \text{ cm}$$

l_a = Longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

$$l_a = l_s - 24.69$$

φ_1 : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = 35 \cdot \varphi_1 \quad (\text{feE400}, \psi_s = 1.5)$$

$$l_a = (35 - 24.69) \cdot 1.2 = 12.37$$

$$l_{a,\min} = r + 0.5\varphi_1 \quad \text{avec: } r = 5.5\varphi_1$$

$$l_{a,\min} = 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$a = 7.2 - 2 = 5.2 \text{ cm}$$

« a » doit vérifiée la condition suivante:

$$\frac{3,75 \cdot V_u}{b \cdot f_e} \leq a \leq 0.9 \cdot d$$

$0.99 < a = 5.2 \leq 36.45$ la condition est vérifiée.

$V_u = 0.316 > 0.267 \times 0.052 \times 0.3 \times 25 = 0.104 \text{ MN}$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc "a" doit être supérieure à 15.78cm d'où $0.99 < a = 15.78 < 36.45 \text{ cm}$.

b/ Appui Intermédiaire :

Puisque on a :

$$V_u + (M_u / 0.9 \cdot d) = -6.95 \times 10^{-2} \leq 0.0 \quad (V_u > 0 ; M_u \leq 0 \text{ pris avec son signe})$$

Pas de vérification de la section A_{Si}

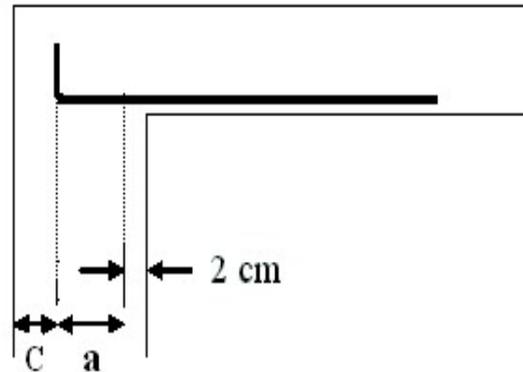


Fig. VI.3: Schéma d'appui (ferrailage inférieur)

VI.4. FERRAILAGE DES VOILES :

VI.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

VI.4.2. Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

VI.4.2.1. Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage 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.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- 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) de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

VI.4.2.2. Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- 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 :

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

$$S \leq 1.5e \quad \text{avec : "e" est l'épaisseur du voile.}$$

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

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ lorsque $\Phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

Remarque

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

- **Zone (I)** : RDC . 1^{er} étage.
- **Zone (II)** : 2 . 3^{ème} étage.
- **Zone (III)** : 4 . 5^{ème} étage
- **Zone (IV)** : 6 . 7^{ème} étage
- **Zone (V)** : 8 . 9^{ème} étage

VI.4.2.4. Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur " d " tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} \cdot \frac{2l'}{3} \right).$$

Avec : l' : Largeur de la zone comprimée.

h_e : Hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul de ferrailage, On utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Le ferrailage sera fait pour la totalité des voiles à cause de l'irrégularité dans le plan.

VI.4.2.5. Exemple d'application :

Nous décrivons le calcul détaillé en prenant les voiles V_{escx1} ($L=3.1m$) en zone I :

Détermination des sollicitations :

$$M_{max} = 2523.604 \text{ KN.m}$$

$$I = (0.2 \times 3.1^3) / 12 = 0.49 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0.62 \text{ m}^2$$

$$N_{cor} = 814.36 \text{ KN.m}$$

$$v = h/2 = 1.55$$

VI.4.2.5.1. Armatures verticales:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ &= \frac{814.36}{0.62} + \frac{2523.604 \times 1.55}{0.49} \end{aligned}$$

$$\sigma_1 = 9.19 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \\ &= \frac{814.36}{0.62} - \frac{2523.604 \times 1.55}{0.49} \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = -6.564 \text{ Mpa}$$

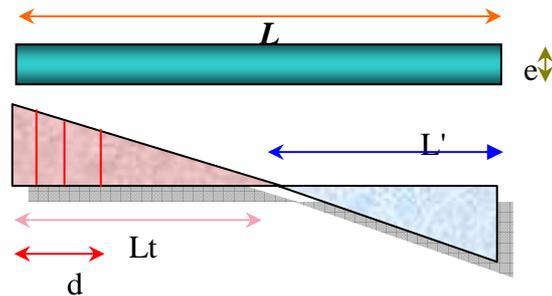


Fig. VI.4: Schéma de distribution des contraintes sur "L"

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.1 \left(\frac{6.564}{9.191 + 6.564} \right) = 1.29 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3.1 - 1.29 = 1.81 \text{ m}$$

$$d \leq \min(4.08 / 2, (2/3) \times 1.81) = 1.205 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1.205 \text{ m}$$

Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -6.564 / 1.29 = -5.0826$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -0.436 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = -0.436 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1.v_1'}{I'} = -6.564 \text{ Mpa}$$

$$I' = (0.2 \times 1.205^3) / 12 = 0.029 \text{ m}^4$$

$$v' = 1.205 / 2 = 0.6028 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.2 \times 1.205 = 0.241 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -844.107 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I / 2v) \times (\sigma_2 - \sigma_2') \Rightarrow M_1 = 148.444 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.17 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entier ment tendue).}$$

$$\text{Soit : } c = c' = 0.03 \text{ m}$$

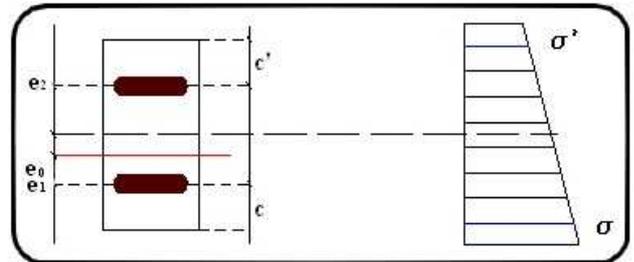
$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.748 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1.834 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 23.97 \text{ m}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 9.787 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 33.764 \text{ cm}^2 \quad A_s / \text{ml/face} = 14 \text{ cm}^2$$



VI.4.2.5.2. Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003:

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.2 \times 1.2915 = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 2.142 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

VI.4.2.5.3. Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.2 \times 3.1 = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/face} = 9.3 / (2 \times 3.1) = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 33.76 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 14 \times (3.1/2) = 43.4 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 face)}$$

$$\text{En zone courante : soit 16 HA 16.} \quad (A_s = 32.17 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En zone d'about : soit. 6 HA 16} \quad (A_s = 12.06 \text{ cm}^2)$$

VI.4.2.5.4. Espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30$ cm. Soit : $S_t = 20$ cm. (Exemple)

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10$ cm. (Exemple)

VI.4.2.5.5. Ferrailage longitudinal des autres voiles :

Tableaux.VI.5: Ferrailages des voiles

voile/zone	V3/Z1	V3/Z2	V3/Z3	V3/Z4	V3/Z5
N (KN)	814.36	656.97	515.2	355.33	178.96
M (KN .m)	2523.60	1279.38	973.84	572.53	276.07
L (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
Nature	SET	SET	SET	SET	SPC
Lt (m)	1.29	1.13	1.12	1.05	1.03
d (m)	1.20	1.30	1.31	1.36	1.37
σ'_2	-0.43	0.43	0.37	0.35	0.19
N1 (KN)	-844.1	-326.81	-241.77	-116.64	-52.33
M1 (KN.m)	148.44	95.99	74.46	48.84	24.32
$A_{s1}+A_{s2}$ (cm ²)	33.76	13.07	9.67	4.66	2.09
A_s (RPA) cm ²	5.166	4.55	4.5	4.21	4.12
Asmin cm ²	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A cm ² (adoptée)	33.76	13.07	9.67	9.3	9.3
St(about) cm	10	10	10	10	10
St(courante) cm	20	20	20	20	20
HA d'about	6HA16	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
HA courant	16HA16	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10

voile/zone	V3'/Z1	V3'/Z2	V3'/Z3	V3'/Z4	V3'/Z5
N (KN)	923.63	768.62	594.9	407.58	206.65
M (KN .m)	2281.44	1463.56	886.20	506.91	265.48
L (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
Nature	SET	SET	SET	SET	SET
Lt (m)	1.22	1.12	1.01	0.90	0.92
d (m)	1.24	1.31	1.39	1.46	1.44
σ'_2	0.10	0.54	0.67	0.56	0.27
N1 (KN)	-690.14	-365.99	-157.26	-52.19	-31.32
M1 (KN.m)	149.38	111.38	80.18	53.23	27.10
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	27.61	14.63	6.29	2.08	1.25
A_S (RPA) cm2	4.91	4.517	4.04	3.62	3.70
Asmin cm2	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A cm2 (adoptée)	27.60	14.63	9.3	9.3	9.3
St(about) cm	14	14	14	14	14
St(courante) cm	28	28	28	28	28
HA d'about	6HA14	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
HA courant	18HA14	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10

voile/zone	V4/Z1	V4/Z2	V4/Z3	V4/Z4	V4/Z5
N (KN)	1358.95	1061.62	887.91	616.45	327.51
M (KN .m)	2010.95	1369.22	899.28	527.62	256.404
L (m)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Nature	SET	SET	SPC	SPC	SPC
Lt (m)	1.08	0.96	0.71	0.50	0.37
d (m)	1.77	1.53	1.53	1.53	1.53
σ'_2	1.58	0.87	0.83	0.61	0.33
N1 (KN)	-157.91	-96.01	14.73	47.60	34.53
M1 (KN.m)	214.32	92.99	61.07	35.83	17.41
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	6.31	3.84	0.89	0.01	0
A_S (RPA) cm2	4.33	3.86	2.87	2.02	1.51
Asmin cm2	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25
A cm ² (adoptée)	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25
St(about) cm	14	14	14	14	14
St(courante) cm	28	28	28	28	28
HA d'about	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
HA courant	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10

voile/zone	V4'/Z1	V4'/Z2	V4'/Z3	V4'/Z4	V4'/Z5
N (KN)	1203.07	962.86	793.17	544.69	268.47
M (KN .m)	2476.50	1568.60	1088.91	667.24	321.80
L (m)	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Nature	SET	SET	SET	SET	SET
Lt (m)	1.30	1.15	1.02	0.91	0.89
d (m)	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53
σ'_2	0.84	0.89	0.84	0.61	0.30
N1 (KN)	-466.21	-213.35	-97.20	-35.62	-14.82
M1 (KN.m)	168.19	106.53	73.95	45.31	21.85
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	18.64	8.53	3.88	1.42	0.59
A_S (RPA) cm2	3.91	3.46	3.06	2.75	2.69
Asmin cm2	8.43	8.43	8.43	8.43	8.43
A cm2 (adoptée)	18.64	8.53	8.43	8.43	8.43
St(about) cm	14	14	14	14	14
St(courante) cm	28	28	28	28	28
4HA10	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
20HA10	20HA12	20HA10	20HA10	20HA10	20HA10

voile/zone	V8'/Z1	V8'/Z2	V8'/Z3	V8'/Z4	V8'/Z5
N (KN)	987.84	805.32	582.93	363.4	171.42
M (KN .m)	185.81	138.128	132.95	114.44	84.11
L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Nature	SET	SET	SEC	SEC	SET
Lt (m)	0.03	0.08	0.07	0.21	0.35
d (m)	0.77	0.74	0.75	0.65	0.56
σ'_2	-5.07	-3.67	3.12	1.72	0.60
N1 (KN)	-375.31	-237.75	209.00	56.16	-24.31
M1 (KN.m)	-53.46	-38.23	32.55	18.52	8.68
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	15.01	9.51	0	0.04	0.97
A_S (RPA) cm2	0.14	0.34	0.29	0.87	1.42
Asmin cm2	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A cm2 (adoptée)	15.01	9.51	3.6	3.6	3.6
St(about) cm	8	8	8	8	8
St(courante) cm	16	16	16	16	16
HA d'about	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
HA courant	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10

voile/zone	V8/Z1	V8/Z2	V8/Z3	V8/Z4	V8/Z5
N (KN)	990.99	837.62	596.83	355.15	156.86
M (KN .m)	180.43	128.37	123.83	108.82	83.52
L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Nature	SET	SET	SEC	SEC	SET
Lt (m)	0.05	0.14	0.02	0.21	0.37
d (m)	0.76	0.70	0.78	0.66	0.55
σ'_2	-4.88	-3.29	3.28	1.71	0.50
N1 (KN)	-345.26	-175.08	250.73	61.04	-31.75
M1 (KN.m)	-51.17	-34.18	34.74	18.19	8.05
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	13.81	7.00	0	0	1.27
A_S (RPA) cm2	0.21	0.56	0.08	0.83	1.49
Asmin cm2	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A cm2 (adoptée)	13.81	7.00	3.6	3.6	3.6
St(about) cm	8	8	8	8	8
St(courante) cm	16	16	16	16	16
HA d'about	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
HA courant	12HA12	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10

voile/zone	V6/Z1	V6/Z2	V6/Z3	V6/Z4	V6/Z5
N (KN)	1198.83	1061.62	887.91	616.45	327.51
M (KN .m)	4985.90	1369.22	899.28	527.62	256.41
L (m)	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
Nature	SET	SET	SET	SEC	SEC
Lt (m)	1.86	0.93	0.57	0.25	0.07
d (m)	1.79	1.53	1.53	1.53	1.53
σ'_2	-0.21	0.51	0.54	0.42	0.23
N1 (KN)	-1097.51	-46.01	33.89	52.01	34.66
M1 (KN.m)	305.21	52.06	34.19	20.06	9.74
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	43.90	1.84	0.16	0	0
A_S (RPA) cm2	7.44	3.74	2.28	1.03	0.28
Asmin cm2	13.65	13.65	13.65	13.65	13.65
A cm2 (adoptée)	43.90	13.65	13.65	13.65	13.65
St(about) cm	14	14	14	14	14
St(courante) cm	28	28	28	28	28
HA d'about	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
HA courant	28HA16	28HA10	28HA10	28HA10	28HA10

voile/zone	V5/Z1	V5/Z2	V5/Z3	V5/Z4	V5/Z5
N (KN)	830.81	724.81	567.96	426.44	230.43
M (KN .m)	2311	1297.8	598.48	367.58	229.44
L (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1
Nature	SET	SET	SET	SEC	SPC
Lt (m)	1.26	1.10	0.79	0.62	0.74
d (m)	1.22	1.33	1.53	1.53	1.53
σ'_2	-0.17	0.59	0.89	0.67	0.36
N1 (KN)	-740.76	-304.17	-9.22	32.63	2.72
M1 (KN.m)	142.69	102.83	71.95	44.19	27.58
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	29.63	12.16	1.04	0.36	0.45
A_S (RPA) cm2	5.048394	4.41	3.16	2.48	2.98
Asmin cm2	9.3	9.3	9.3	9.3	9.3
A cm2 (adoptée)	29.63	12.16	9.3	9.3	9.3
St(about) cm	14	14	14	14	14
St(courante) cm	28	28	28	28	28
HA d'about	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
HA courant	20HA12	16HA10	16HA10	16HA10	16HA10

voile/zone	V2/Z1	V1/Z1
N (KN)	343.47	33.55
M (KN .m)	132.64	17.94
L (m)	1.2	1.3
Nature	SPC	SET
Lt (m)	0.28	0.38
d (m)	0.60	0.60
σ'_2	1.46	0.10
N1 (KN)	8.01	-4.90
M1 (KN.m)	17.18	1.84
$A_{S1}+A_{S2}$ (cm ²)	0.26	0.19
A_S (RPA) cm2	1.15	1.54
Asmin cm2	3.6	3.9
A cm2 (adoptée)	3.6	3.9
St(about) cm	14	14
St(courante) cm	28	28
HA d'about	4HA10	4HA10
HA courant	8HA10	8HA10

VI.4.2.5.6. Ferrailage horizontale :

VI.4.2.5.6.1. Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

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

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

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

Application numérique:

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.471}{0.2 \times 2.79} = 0.84 \text{MPa}$$

La contrainte limite est : $\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).
il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau$

VI.4.2.5.6.2. Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) / 0.8 f_e$$

K= 0 dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

K=1 en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm} /f_{c28} en flexion composée avec N: effort de compression.

K=1-10 σ_{tm} /f_{c28} en flexion composée avec N: effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ;étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend k=0.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considéré si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$.

○ **EXEMPLE D'APPLICATION:**

" Voile V3 "

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{\text{calculé}}}{b0 d} = 1.4 \times \frac{0.471}{0.2 \times 2.79} = 0.84 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \text{condition vérifiée .}$$

$$St \leq \min (1.5 a; 30\text{cm}) \quad / \quad St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.2 \times 0.84) / (0.8 \times 400)$$

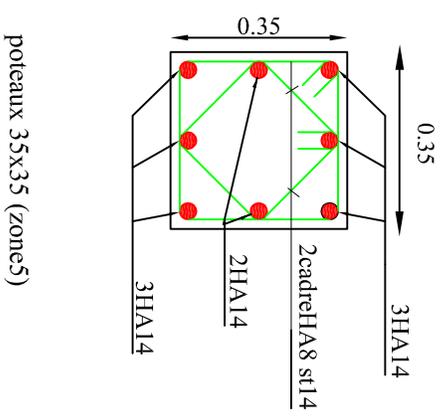
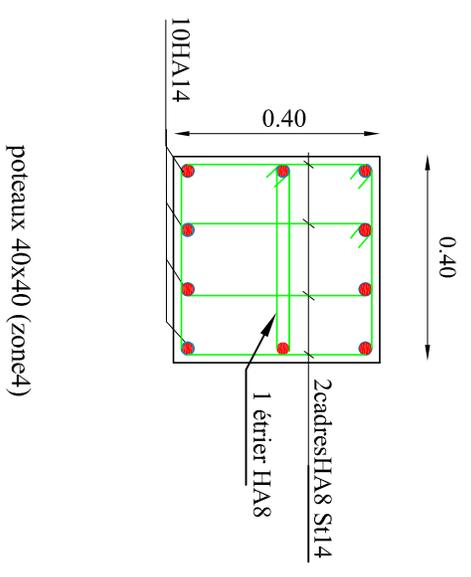
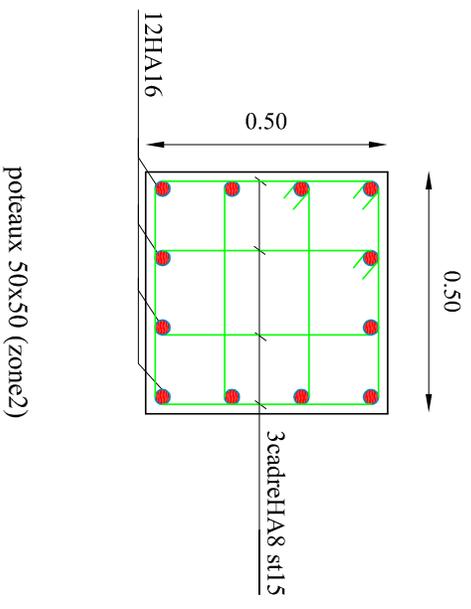
$$A_t \geq 1.05 \text{cm}^2$$

Choix des barres :

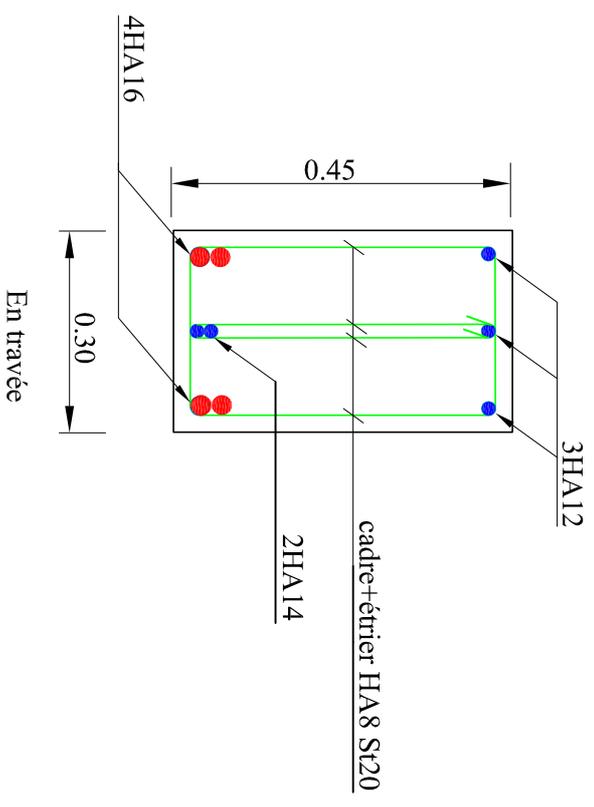
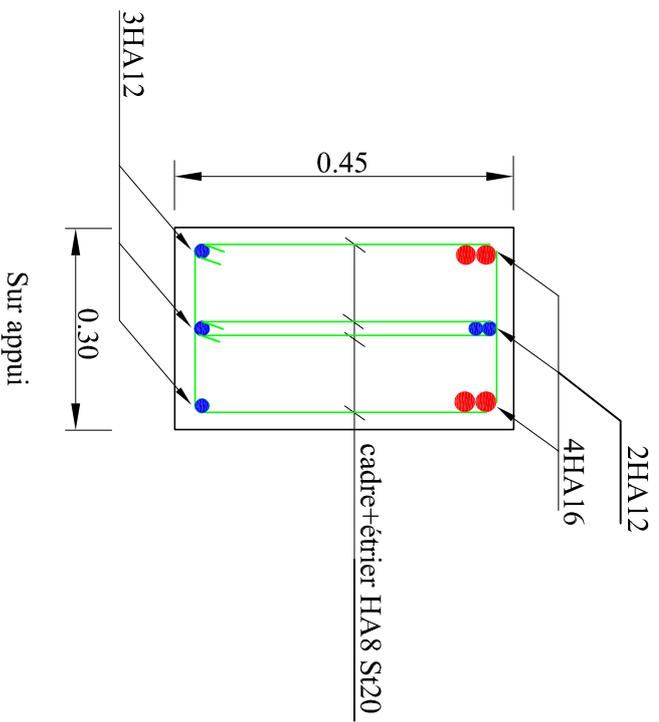
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

voile	h (m)	T (kN)	τ_u (Mpa)	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix	$S_t(\text{cm})$
V3	3.1	471.52	1.18302509	1.478781	4HA8	20
V3'	3.1	853.02	2.14019355	3.745339	5HA10	28
V4	3.75	962.56	1.99642074	3.493736	5HA10	28
V4'	3.75	600.61	1.24570963	2.179992	5HA8	28
V8'	1.2	158.83	1.0294537	1.029454	4HA8	16
V8	1.2	140.17	0.90850926	0.908509	4HA8	16
V6	4.55	958.38	1.63825641	2.866949	4HA10	28
V5	3.1	681.11	1.70887814	2.990537	4HA10	28
V2	1.2	53.76	0.34844444	0.609778	4HA8	28
V1	1.3	21.10	0.12623932	0.220919	4HA8	28

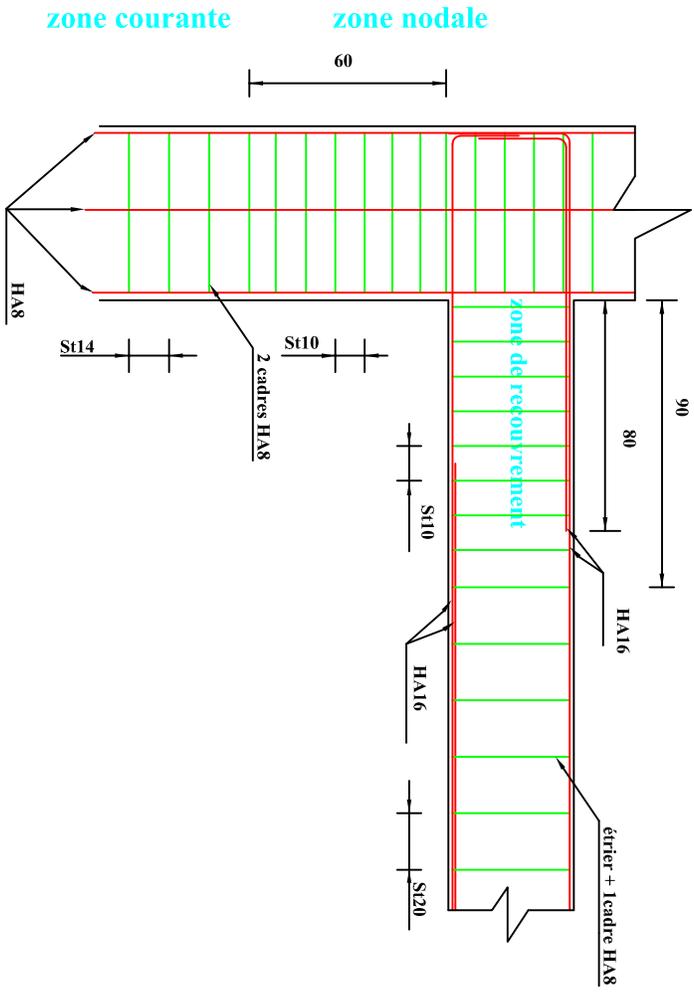
Tableau.VI.6: choix des barres du ferrailage horizontal des voiles.



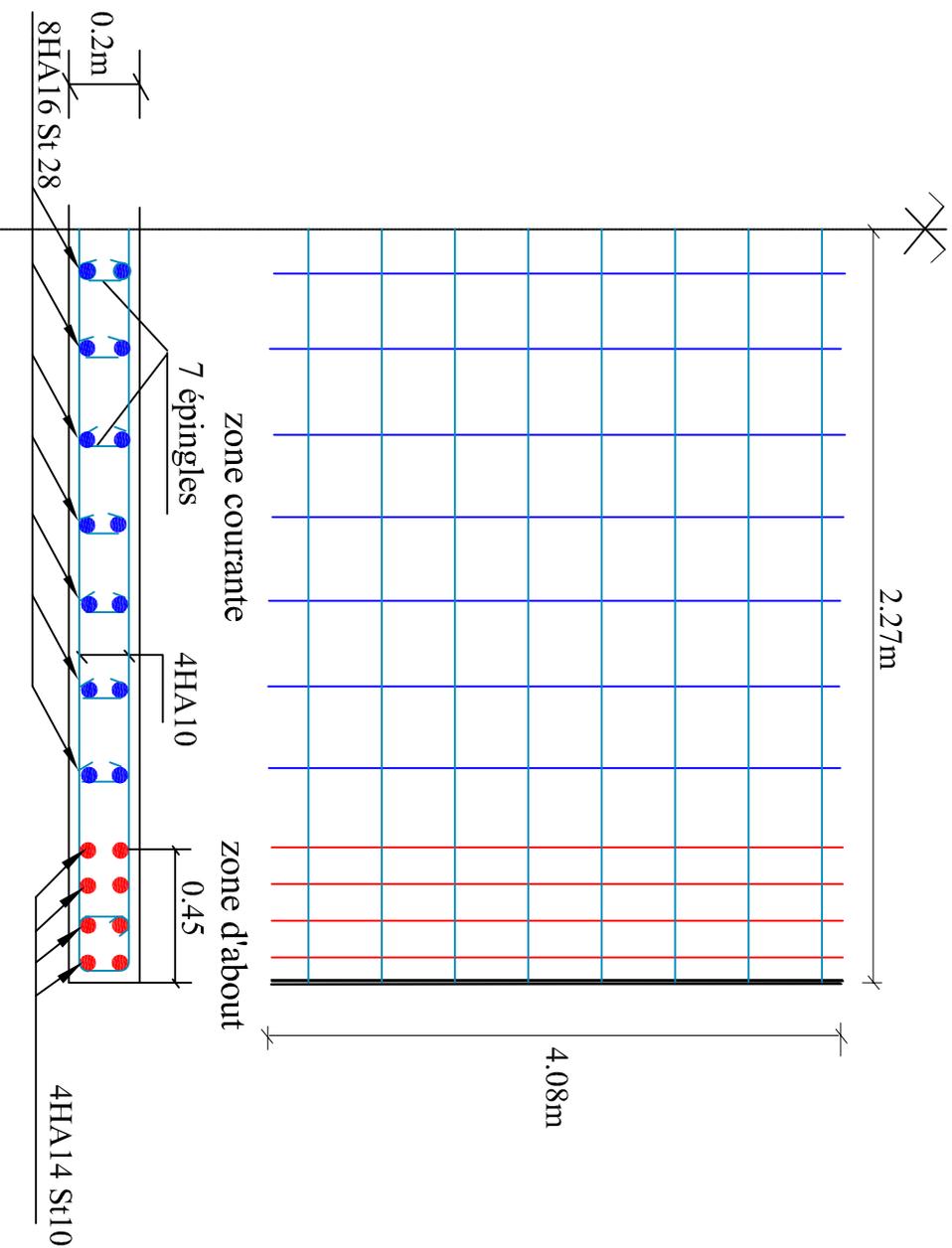
SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX



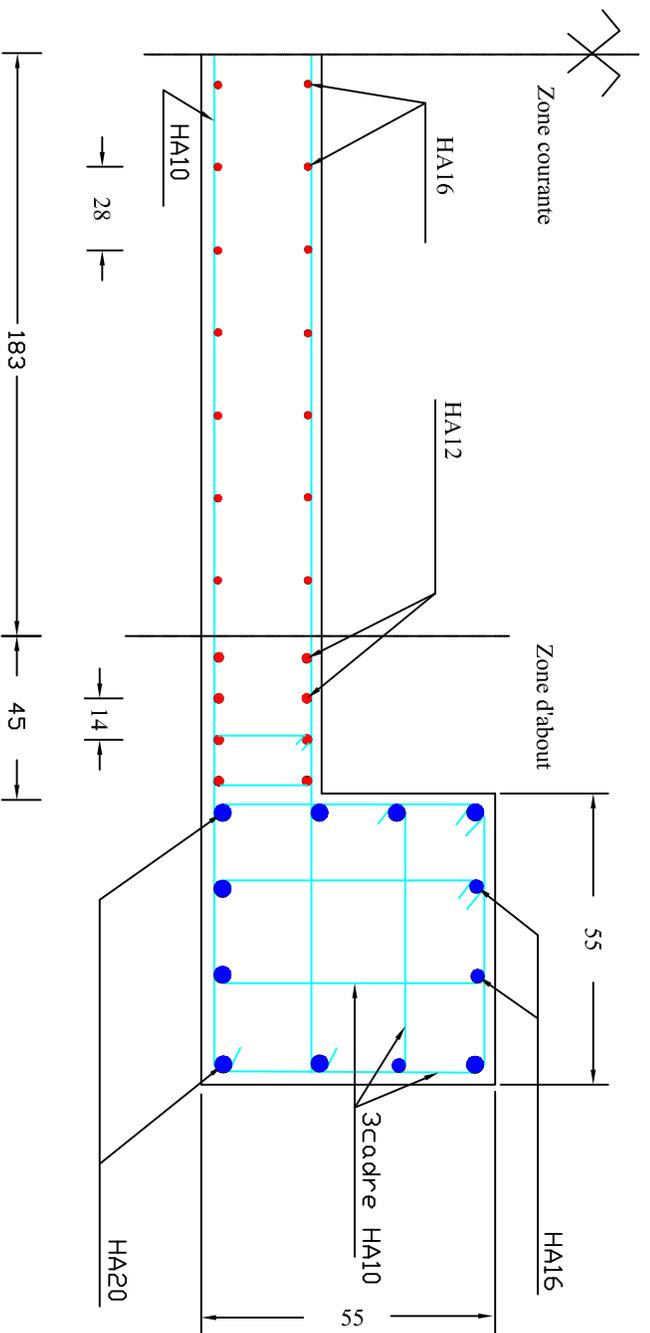
SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES



SCHEMA REPRESENTATIF POUTRE SOLIDAIRE AU POTEAU (8, 9 ème étages)



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE V6 (zone I)

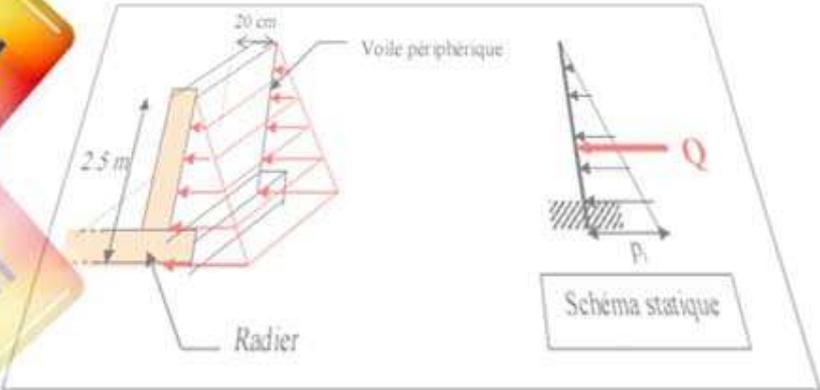


**FERRAILLAGES LONGITUDINALES DE L'ENSEMBLE
POTEAU (RDC) ET VOILE V6**

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE III



ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. INTRODUCTION :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VII.2. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

VII.2.1. Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 2.5 m.

VII.2.2. Détermination des sollicitations:

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

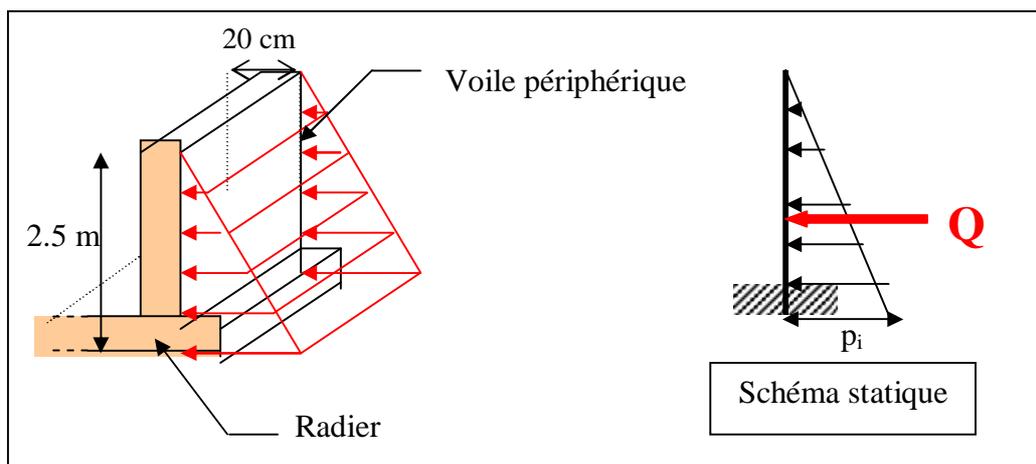


Fig. VII.1: Pression des terres sur le voile périphérique

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec: } Q = \frac{p_i.h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d.h.k_0.$$

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{p}{4} \right) - \left(\frac{j}{2} \right) \right].$$

$$h = 2.5 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai} = 1.8 \text{ t/m}^3.$$

$$\varphi : \text{Angle de frottement de remblai} = 30^\circ.$$

$$P_i = 1.5 \text{ t.}$$

$$Q = 1.875 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } \mathbf{M = 0.601 \text{ t.m.}}$$

VII.2.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (ELS).

$$M_{\text{ser}} = 0,601 \text{ t} = 0.601 \times 10^{-2} \text{ MN.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (1.00 x 0.2) m².

$$\overline{S}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{h.f_{ij}} \right)$$

$$\overline{S}_{st} = 164.97 \text{ Mpa}$$

$$\overline{S}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{S}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$x = (n. \overline{S}_{bc} .d) / (n \overline{S}_{bc} + \overline{S}_{st})$$

$$x = (15 \times 15 \times 0.9 \times 0.2) / (15 \times 15 + 164.97)$$

$$x = 0.10$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.9 \times 0.2 - \frac{0.1}{3} = 0.14$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b.x. \overline{S}_{bc} .Z$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0.1 \times 15 \times 0.14$$

$$\overline{M}_1 = 0.105 \text{ MPa.}$$

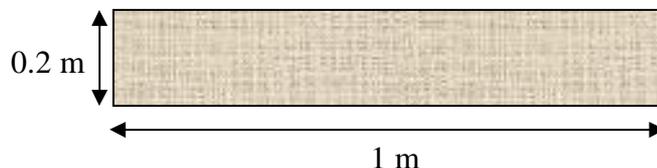


Fig. VII.2: Section du voile périphérique ferrailler.

$$M_{\text{ser}} < \overline{M}_1 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées.}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\overline{S}_{st} z}$$

$$A_s = 2.6 \text{ cm}^2$$

VII.2.4. Conditions exigées par le RPA99/version 2003:

Le RPA99/version2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1 % de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes. $A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6HA12/ml soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

VII.2.5. Calcul du ferrailage horizontal:

On prendra la portée maximum entre deux poteaux. Soit $L = 4.85 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (1.5 + 0) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = 0.75 \text{ t/ml}$$

$$M_o = P_{\text{moy}} \times L^2 / 8$$

$$M_o = 2.20 \text{ t.m}$$

M_t : Moment en travée

$M_e = M_w =$ moment aux appuis

$$M_t = 0.75 M_o$$

$$M_e = M_w = 0.5 M_o$$

$$M_t = 1.65 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_w = 1.10 \text{ t.m}$$

o Vérification:

$$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1.25 M_o$$

$$3.85 \geq 1.25 M_o \quad (\text{la condition est vérifiée}).$$

a/ Ferrailage en travée:

$$M_t = 0.75 M_o = 1.65 \text{ t.m.}$$

$$b_0 = 1 \text{ ml} \quad ; \quad h = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

$$Z = 0.14 \text{ m}$$

$$A_s = M_t / Z \times \sigma_{st}$$

$$A_s = 7.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit 7HA12 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

b/ Ferrailage sur appuis:

Me = 1.10 t.m

As = 4.76 cm²/ml.

Soit 5HA12 /ml Avec S_t = 25cm.**VII.2.6. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{si} > A_{\min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

VII.3. ETUDE DES FONDATIONS :**VII.3.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- § Le 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.

VII.3.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars , Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

VII.3.2.1 SEMELLES FILANTES :

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

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment (S_s / S_b < 50 %)

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\bar{S}_{sol}}$

Avec : N_s = N_G + N_Q $\bar{S}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$

Tableau récapitulatif des sections des semelles filantes pour les deux sens

Sens longitudinal :

Sens transversal :

File	N _G +N _Q (t)	S _s (m ²)	file	N _G +N _Q (t)	S _s (m ²)
1	54.2682	2.71341	A	260.1578	13.007888
2	100.6732	5.033662	B	290.5821	14.529105
3	654.5649	32.72824	C	282.2323	14.111616
4	667.4868	33.37434	D	448.9712	22.448558
5	293.5034	14.67517	E	521.3017	26.065085
6	230.1376	11.50688	F	48.0692	2.40346
7	194.3558	9.71779	G	394.2057	19.710286
V3	72.25332	3.612666	H	326.1372	16.306858
V3'	91.17366	4.558683	I	94.26166	4.713083
Total	2358.417	117.9208	Total	2665.919	133.2959

Tableau VII.1: Résultats de calcul des sections des semelles filantes (2 sens)

On a : $N_{s\text{ tot}} = 2358.417 + 2665.919 = 5024.33 \text{ t}$

$$S_s \geq \frac{N}{S_{sol}} = \frac{5024.33}{20} = 251.21 \text{ m}^2$$

S_s : Surface totale des semelles = 251.21 m²

S_b : Surface total du bâtiment = 386.53 m²

○ **Vérification:**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{251.21}{386.53} = 0.65$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 65 \% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- 1) L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- 2) La réduction des tassements différentiels.
- 3) La facilité de l'exécution.

VII.3.2.2. RADIER GENERAL :

VII.3.2.2.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a / Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m} \quad \text{d'où: } h_r \geq 48 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend: } h_r = 60 \text{ cm}$$

b/ Condition de la longueur élastique :

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

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.09 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4.85 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0.69 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 90 \text{ cm}$.

c/ Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le BAEL

$$t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{cj} / g_b$$

D' où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l' ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle.

$$t_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{g_b}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times g_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 6946.803 \text{ t} \\ S = 386.53 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 4.85 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow h \geq 31.82 \text{ cm}$$

o **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de 60 cm, avec des nervures d'une hauteur $h = 90$ cm. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

VII.3.2.2.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \overline{\sigma}_{adm} \quad \text{D'ou: } S \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{adm}}$$

$$N = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = (G_{radier} + G_{voile\ périphérique} + G_{bâtiment}) = 5900.29 \text{ t}$$

$$\overline{\sigma}_{adm} = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{Alors: } S_{\min} = 295.01 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 386.53 m²

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VII.3.2.2.3. Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } D=50\text{cm}$$

$$\text{D'où: } S_r = S + D \times P = 386.53 + 0.5 \times 82.32 = 427.69 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 427.69 \text{ m}^2$

VII.3.2.2.4. Vérification du radier :

a/ Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{ Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 5900.29 \text{ t}$$

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

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3.9 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 427.69 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 3.9 \times 427.69 = 2501.98 \text{ t}$$

$$\alpha \gamma h S_r = 2501.98 \text{ t} < 5900.29 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

b/ Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des [BAEL91](#) ;

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° .

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile (V6) de longueur 4.8 m

$$Nu = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$Nu = 190.92 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$Nu / \text{ml} = 190.92 / 4.8 = 39.78 \text{ t/ml}$$

$$Nu / \text{ml} = 0.3978 \text{ MN/ml}$$

Nous devons vérifier :

$$Nu \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile .

$$\mu_c = 2 \times (4.8 + 0.2 + 2 \times 0.6) = 12.4 \text{ m}$$

$$Nu = 0.045 \times 12.40 \times 0.6 \times 25 = 8.37 \text{ MN}$$

$$Nu = 0.397 \text{ MN} < Nu = 8.37 \text{ MN}$$

La condition étant vérifiée, donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VII.3.2.2.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER:

➤ Centre de gravite du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 11.87m \\ Y_G = 9.27m \end{cases}$$

➤ Centre de masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_C = 10.78m \\ Y_C = 11.02m \end{cases}$$

➤ Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.09 \text{ m}$$

$$e_y = 1.75 \text{ m}$$

➤ Inerties du radier :

$$I_x = b.h^3 / 12 + A.D_x^2$$

$$I_y = b^3.h / 12 + A.D_y^2$$

Les inerties du radier sont représentées dans les tableaux ci après :

Sens x - x **Tableau .VII .2: Résultats de calcul des inerties (sens x - x)**

Panneau	b(m)	h(m)	I _{xx} (m ⁴)	A(m ²)	D _x (m)	A×D _x ² (m ⁴)	I _x (m ⁴)
P ₁	22.65	5.17	358.83	117.13	0.52	31.671952	292.502582
P ₂	9.55	8.8	542.33	84.04	6.01	3035.5332	3577.87134
P ₃	13.1	8.8	743.94	115.28	5.32	3262.7007	4006.64094
P ₄	13.1	5.35	167.16	70.08	5.32	1983.4322	2150.59952
Total						I_x = 10027.614 m⁴	

Sens y - y

Tableau. VII.3 : Résultats de calcul des inerties (sens x - x)

Panneau	b(m)	h(m)	I _{xx} (m ⁴)	A(m ²)	D _y (m)	A×D _y ² (m ⁴)	I _y (m ⁴)
p1	22.65	5.17	5006.26	117.13	8.01	7515.0725	12521.33
p2	9.55	8.8	638.72	84.04	0.87	63.609876	702.33
p3	13.1	8.8	1648.60	115.28	0.87	87.255432	1735.85
p4	13.1	5.35	1002.27	70.08	6.205	2698.2219	3700.49
Total						I_y=18660.02115 m⁴	

Les inerties sont:

Sens x - x : I_x = 10027.614 m⁴Sens y - y : I_y = 18660.02115 m⁴**VII.3.3.2.6. 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:

$$s = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{s}_{sol}$$

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

N : effort normal du aux charges verticales.

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

$$N_{radier} = 427.29 * 0.8 * 2.5 = 854.58 \text{ t}$$

$$N_T = 5900.29 \text{ t}$$

$$s = \frac{5900.29}{427.69} = 13.79 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

b/ Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E)

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

– Accidentelles : 0.8 G ± E

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

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

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau [VII.4] les résultats pour la combinaison 0.8G ± E_x.

Tableau VII.4: Résultats de calcul de la stabilité du radier

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G ± E _x	5045.71	7990.58	7653.08	1.58	1.51	5.66	4.97	Vérifiée

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variante.

c/ Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$S_m = \frac{3S_1 + S_2}{4} \text{ avec } S_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \text{ et } S_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$I_X = 10027.614 \text{ m}^4 ; V_X = 11.87 \text{ m}$$

$$I_Y = 18660.021 \text{ m}^4 ; V_Y = 9.27 \text{ m}$$

S : surface du radier $S_{rad} = 427.69 \text{ m}^2$

Tableau VII.5 : résultats de calcul

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (t)	5045.71	5045.71
M (t.m)	7990.58	7653.08
σ ₁ (t/m ²)	21.25	15.59
σ ₂ (t/m ²)	5.1955	7.99
σ _m (t/m ²)	17.23	13.69

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens .

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unitaire (1ml).

VII.3.2.2.7. 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 .

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

a/ Méthodes de calcul

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficient fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

(Cours béton armé BAEL 91).

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2.4 \times a^3)} \quad \mu_y = a^3(1.9 - 0.9a)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0.75 \cdot M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0.5 \cdot M_y$).

b/ Evaluation des charges ; surcharges et ferrailage longitudinale :

Tableau VII.6 : Calcul des moments pour chaque panneau à l'ELU

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}
P ₁	3.6	4.8	0.75	0.06	0.51	13.07	6.75
P ₂	4.8	4.85	0.98	0.03	0.97	14.06	13.75
P ₃	3.6	4	0.9	0.04	0.79	9.56	7.60
P ₄	3.4	4	0.85	0.05	0.69	9.48	6.61
P ₅	3.4	4.8	0.70	0.06	0.44	12.66	5.68
P ₆	2.55	2.75	0.92	0.04	0.84	4.53	3.84
P ₇	4	4.85	0.82	0.05	0.64	13.84	8.99
P ₈	3.1	4.85	0.63	0.07	0.34	11.99	4.14
P ₉	3.6	4.8	0.75	0.06	0.51	13.07	6.75

Tableau VII.7 : Calcul des moments pour chaque panneau à l'ELS

Panneaux	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}
P ₁	3.6	4.8	0.75	0.06	0.51	9.45	4.88
P ₂	4.8	4.85	0.98	0.03	0.97	10.17	9.95
P ₃	3.6	4	0.9	0.04	0.79	6.92	5.49
P ₄	3.4	4	0.85	0.05	0.69	6.86	4.78
P ₅	3.4	4.8	0.70	0.06	0.44	9.16	4.11
P ₆	2.55	2.75	0.92	0.04	0.84	4.53	3.84
P ₇	4	4.85	0.82	0.05	0.64	13.84	8.99
P ₈	3.1	4.85	0.63	0.07	0.34	11.99	4.14
P ₉	3.6	4.8	0.75	0.06	0.51	13.07	6.75

Le panneau le plus sollicité est le panneau P2 avec un moment de 14.06 t.m

Tableau VII.8 : Calcul des armatures à l'ELU

Etapas de calcul	Appui		Travée	
	xx	yy	xx	yy
M	0.071	0.068	0.105	0.103
f_{bu}	14.17	14.17	14.17	14.17
b	1	1	1	1
d	0.54	0.54	0.54	0.54
μ	0.019	0.016	0.025	0.024
α	0.021	0.020	0.032	0.031
z	0.539	0.535	0.533	0.533
σ	348	348	348	348
$A_s \text{ cm}^2$	3.773	3.691	5.682	5.556
$A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	6.52	6.52	6.52	6.52
choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
espacement (cm)	20	20	20	20

Tableau VII.9 : Calcul des armatures à l'ELS

Etapas de calcul	Appui		Travée	
	xx	yy	xx	yy
$M_{ser} \text{ (MN.m)}$	0.050	0.049	0.076	0.074
$\sigma_s \text{ (MPa)}$	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	201.63	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.54	0.54	0.54	0.54
Z (m)	0.34	0.34	0.34	0.34
M_1	0.950	0.950	0.950	0.950
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	7.42	7.26	11.13	10.89
$A_{s \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) (\text{CNF})$	6.52	6.52	6.52	6.52
choix	7HA12	7HA12	6HA12	6HA12
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	7.92	7.92	12.06	12.06
$S_t \text{ (cm)}$	15	15	20	20

c/ Ferrailage transversal

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} < 0.05 \times f_{c28}$$

Calcul de V_u :

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{r}{2}} = \frac{16.24 \times 4.85}{2} \times 0.67 = 26.39t$$

Donc :

$$t_u = 0.48 MPa < 1.25 MPa \quad \text{Condition Vérifiée (pas d'armatures transversale)}$$

VII.3.2.3. FERRAILLAGE DE LA NERVURE

VII.3.2.3.1. Charges et sur charges:

Puisque on a vérifié la condition de la rigidité de la nervure (p126), donc on peut admettre que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont encastées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend:

$$L_x = 4.85 \text{ m}, L_y = 4.8 \text{ m}$$

Pour les deux Sens

VII.3.2.3.2. Les Armatures Longitudinales

La méthode de calcul : pour calculer les efforts (M, T), On utilise directement le logiciel SAP2000 version 10.1

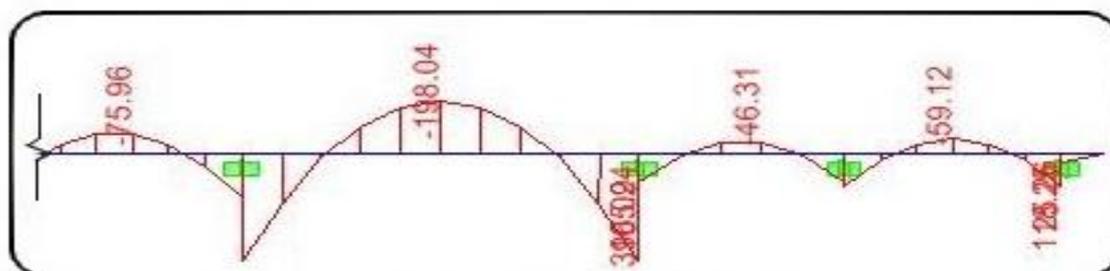


Fig. VII.3: diagramme des moments

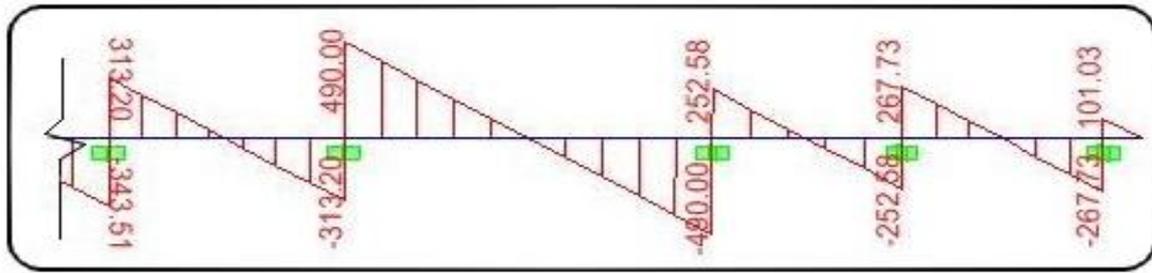


Fig. VII.4: diagramme des efforts tranchants

a/ Ferrailage sur appui:

$$B = 60 \times 90 \text{ (cm}^2\text{)} \quad F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$M_u = 395.9 \text{ KN.m} \quad (\text{E.L.U}) \quad \text{D'après B.A.E.L 91 :}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.395}{0.6 \times 0.656 \times 14.17} = 0.071 < 0.186 \Rightarrow \text{dommaine 1}$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2m}}{0.8} = 0.092$$

$$z = d(1 - 0.4a) = 0.78m$$

$$e_s > e_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} ; \text{ donc : } s_s = 348 \text{ MPa (} g_s = 1.15 \text{)}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Zs_s} = \frac{0.395}{0.78 \times 348} = 14.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}14 + 6\text{HA}16 = 15.14 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

b/ Ferrailage sur travée

$$M_{\max} = 198.04 \text{ KN.m} \quad (\text{E.L.U})$$

$$m = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.0354 < 0.186 \Rightarrow \text{dommaine 1}$$

$$a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2m}}{0.8} = 0.045$$

$$z = d(1 - 0.4a) = 0.795m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Zs_s} = \frac{0.198}{0.79 \times 348} = 7.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm²

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.3.3. Armatures transversales

$$Vu_{\max} = 634.58 \text{ KN}$$

$$t_{u \max} = \frac{0.634}{0.6 \times 0.81} = 1.304 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u \max} = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_{u \max} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.2.3.4. Disposition constructive

On prend comme sections d'armatures transversales : 2 cadres de HA10

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

Espacement :

$$S_{t1} \leq \frac{0.9A_t f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj} k)} \quad k = 1; \alpha = 90^\circ$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(24.30 ; 40 ; 52.33) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

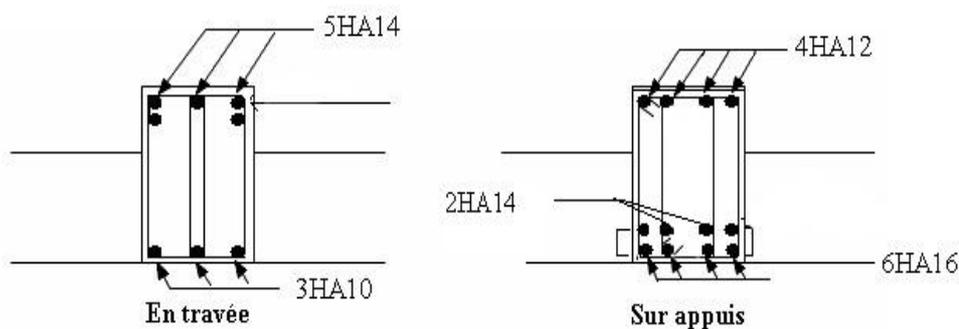


Fig. VII.5: Ferrailage de la nervure en travée et sur appuis

VII.3.2.4. Ferrailage de débord du radier

VII.3.2.4.1. Calcul des armatures

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50\text{cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre.

$b = 1\text{ m}$ $h = 0.60\text{ m}$ $d = 0,9 \cdot h = 0,54\text{ m}$ $L = 0.5\text{m}$

"Fissuration préjudiciable"

Présentation schématique

■ **ELU**

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = 0,0203\text{ MN.m}$$

$$m = 0,0081 < 0.186$$

$$a = 0,01$$

$$Z = 0.54$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 1.08\text{cm}^2$$

■ **ELS**

$$M_{\max} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 0,0146\text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 \times f_e, 110 \sqrt{h \times f_{ij}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 26666, \max(200, 201.63) \} = 201.63\text{MPa}$$

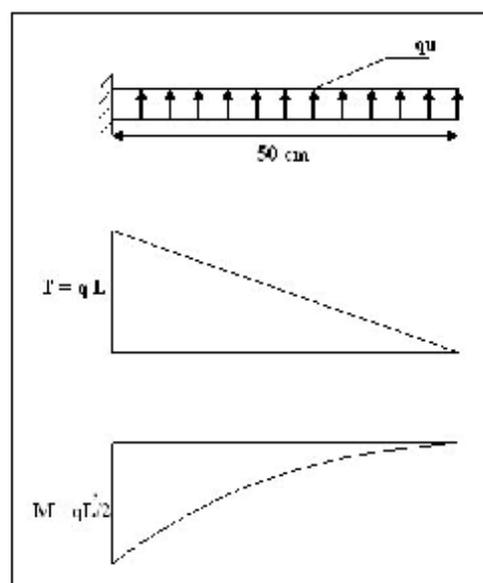


Fig. VII.6: Les efforts (M, N) dans le débord

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times \sigma_{bc} \times x \times \left(d - \frac{x}{3} \right) = 0.94 \text{ MN.m} \Rightarrow \bar{M}_1 > M_{\max} \rightarrow \text{SSAC}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 0.44 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0146}{0.44 \times 201.63} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 6.52 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition de non fragilité})$$

$$A_{\min} = \max(A_{ser}, A_u, A_{\min}) \text{ Donc } A_s = 6.52 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

VII.3.2.4.2. Conclusion

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis extérieurs.

VII.3.2.4.3. Vérification au cisaillement

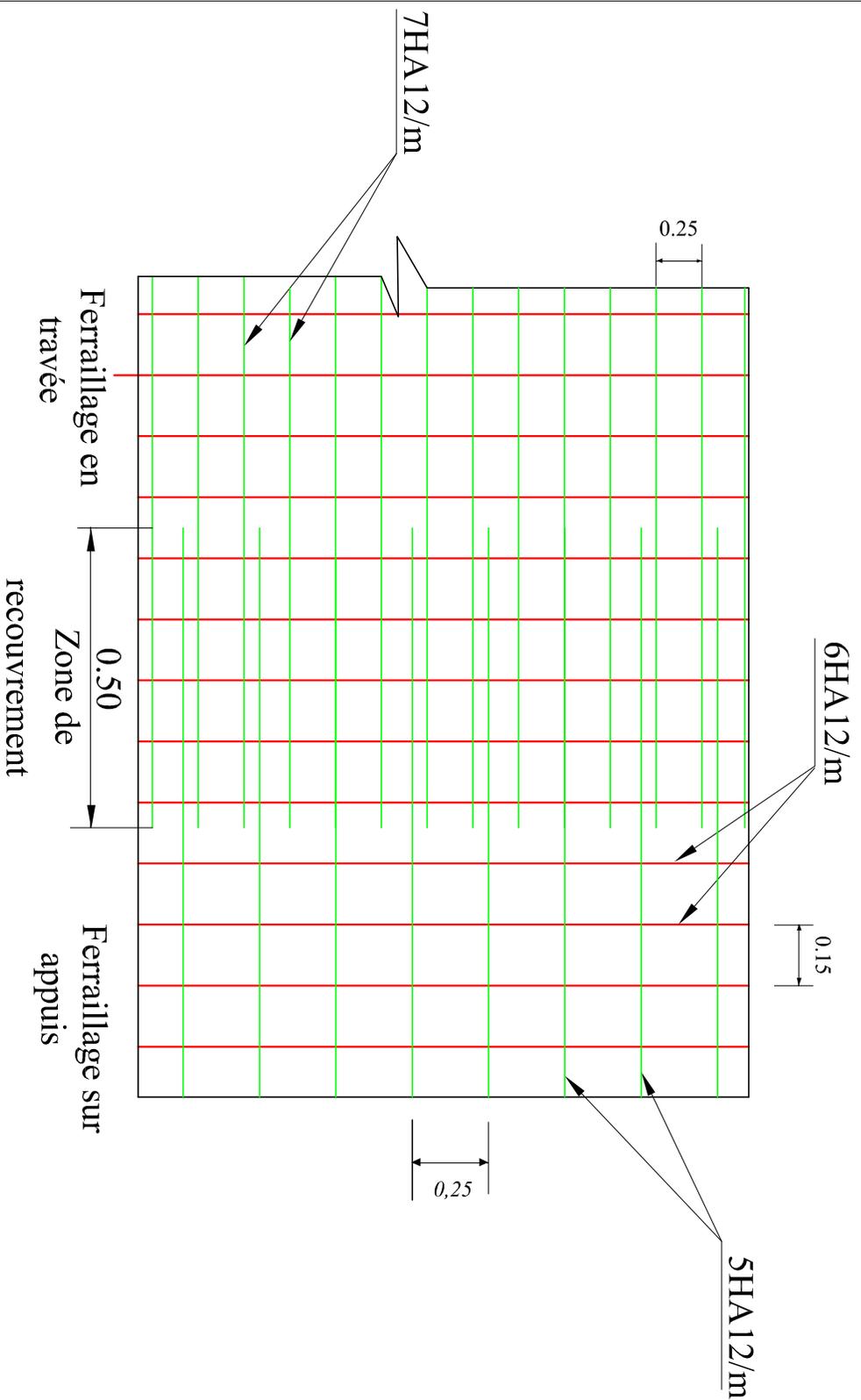
$$\tau_u = \frac{V_u}{db} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{1.5}, 4 \text{ MPA} \right)$$

$$V_u = q_u L = 0,116 \times 0.5 = 0,058 \text{ MN}$$

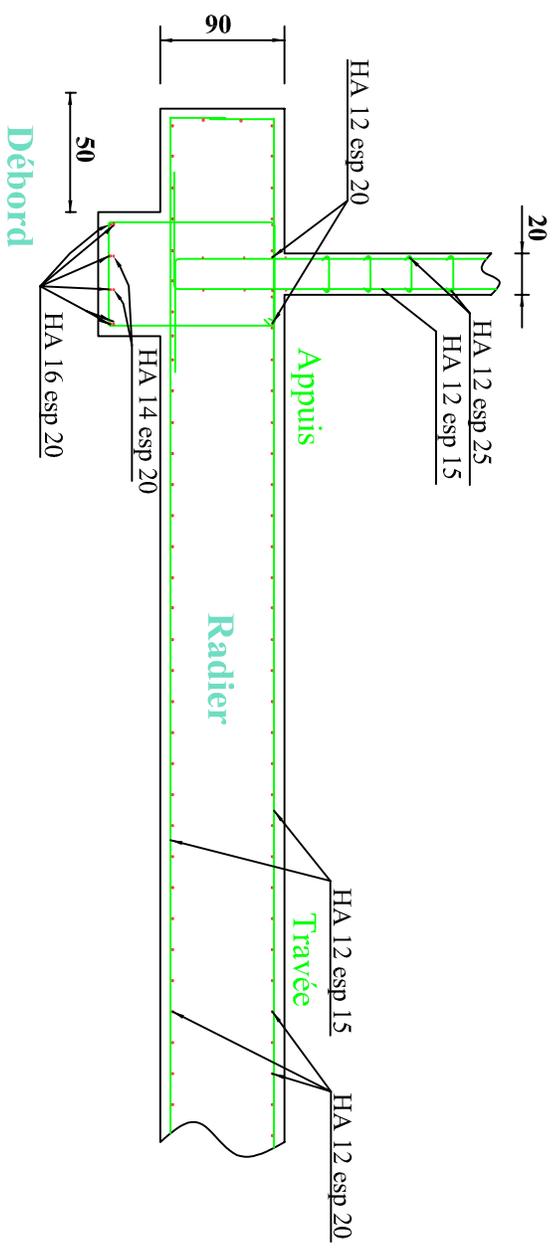
$$t_u = \frac{0.058}{1 \times 0.54} = 0,108 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$$

Vérifiée



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

voile périphérique



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque qu'ils sont mal placés.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

ANNEXES



LES FIGURES

- Fig.I.1:** Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton
- Fig .I.2:** Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}
- Fig .I.3:** Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .
- Fig .1.4:** Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.
- Fig .1.5:** Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.
- Fig.I.6:** Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.
- Fig. II.1 :** charge de la dalle
- Figure II.2 :** Dalle à corps creux.
- Fig.II.3 :** Plancher terrasse.
- Fig.II.4 :** Plancher étage courant
- fig.II.5 :** cloisons extérieure
- Fig. II.6 :** Acrotère
- Fig II.7:** l'escalier
- Fig.II.8:** schéma statique de l'escalier.
- Fig.II.9 :** Dimensions des poutres.
- Fig.II.10:** dimensions a respecter pour les poutres.
- Fig.II.11:** Coupe de voile en élévation
- Fig.II.12:** Coupe de voile en plan
- Fig. III.1:** Type d'acrotère.
- Fig. III.2:** Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère
- Fig.III.3:** Section théorique pour le ferrailage du balcon
- Fig.III.4:** Schéma statique du balcon.
- Fig.III.6:**Schéma de Ferrailage du balcon
- Fig.III.7:** Schéma statique des escaliers.
- Fig.III.8:** Diagramme de **M** et **T** dans l'ELU.
- Fig.III.9:** Schéma Ferrailage de l'escalier.
- Fig.III.10:** Schéma statique de la poutre palière.
- Fig.III.11:** poutre palière.
- Fig.III.12:** corps creux
- Fig.III.13:** Schéma statique des poutrelles et des corps creux.
- Fig.III.15:** Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELU.
- Fig.III.16:**Diagramme de moments fléchissant des poutrelles à l'ELS.
- Fig.III.17:**Diagramme de l'effort tranchant des poutrelles à l'ELU.
- Fig.III.18:** Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.
- Fig.III.19:** Disposition constructive des armatures de la dalle de compression
- Fig.III.20:** Ferrailages des poutrelles
- Fig IV.1:** Action du vent
- Fig. IV.2:** Répartition de la pression dynamique.
- Fig.IV.3:** Vue en plan dans le sens X.
- Fig.IV.4:** LA REPARTITION DU VENT SUR LES PAROIS VERTICALES DANS LE SENS X.
- Fig.IV.5:** VUE EN PLAN DANS LE SENS Y.
- Fig.IV.6:** La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens Y.
- Fig.IV.7:** Légende pour les toitures plates.
- Fig.IV.8 :** Force résultante **R**.
- Fig. V.1.** Vue en plan de la structure existante (étage courant).
- Fig.V.2:** Vue en plan de la structure existante (rez-de-chaussée et 1^{er} étage).
- Fig.V.3:** Vue en plan de la première variante proposée (existante modifié).

Fig. V.4: Vue en plan de la première variante proposée (existante modifié).
Fig. V.5: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig. V.6: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig. V.7: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig.V.9: Vue en plan de la 2^{ème} structure proposée (ETAGES COURANTS)
Fig. V.10: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig. V.11: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig. V.12: Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan.
Fig. VI.1: Organigramme de calcul de ferrailage en flexion composée.
Fig.VI.2: Schéma des moments fléchissant dans le nœud.
Fig. VI.4: Schéma de distribution des contraintes sur "L".
Fig. VII.1:Pression des terres sur le voile périphérique.
Fig. VII.2: Section du radier à ferrailer.
Fig. VII.1: diagramme des moments.
Fig.VII.2: diagramme des efforts tranchants
Fig. VII.3: Les efforts (M, N) dans le débord

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/VERSION 2003).
- Règles BAEL91.
- Règles des neiges et vent. (RNV99).
- CBA 93.
- Cours du béton armé 4^{ème} année. (ENTP).
- Cours de structure 5 Année, Ecole Nationale des Travaux Publics
- La fabrication du bâtiment / le second ouvrage Gérard Karsenty.
- Traité de béton armé 4 / A.GUERRIN et R.C.LAVAUUR.
- Manuel de 'ETABS'