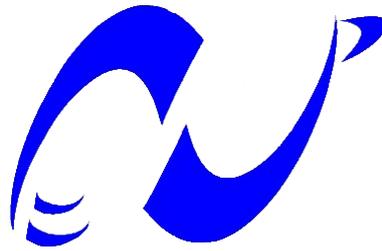


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.
Ecole Nationale Polytechnique.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement

**Mémoire de Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

Intitulé :

Étude d'un bâtiment R+16+2SS contreventé par un noyau central

Auteur :

Mohamed Lotfi SAADA

Présenté et soutenu publiquement le 16 Juin 2016 devant le jury composé de :

Président	M	A.Bali	Professeur	ENP
Rapporteurs	M	R.Boutemour	M.A.A	ENP
	M	A.Abdelguerfi	M.A.A	ENP
Examineurs	Mme	R.Kettab	Professeur	ENP
	Mme	S.Stihi	M.A.A	ENP

ENP 2016

ملخص

يهدف هذا العمل الى دراسة منشأة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات 16 طابقا، زائد طابقين سفليين، وهي عمارة للاستعمال السكني والإداري.

البنية من نوع عمود-عارضة، مقاومة البنية محققة بواسطة نظام تدعيم يعتمد على نواة مركزية.

تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (RPA99/03, CBA 93, BAEL91/99).

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، نظام تدعيم، الدراسة الديناميكية، جدران مسلحة.

ABSTRACT

The purpose of the present work is to perform a design of a 16 stories and 2 basements reinforced concrete tower, destined to residential and administrative use.

The column-beam structure is used for by a central core of reinforced concrete. Design and calculations are in accordance with the current regulations (RPA99/03, CBA 93, BAEL91/99).

The software used for the dynamique study is Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

Key words : Reinforced concrete, bracing system, dynamic study, shells.

RESUME

L'objet de ce présent travail consiste en un calcul d'une tour en béton armé de 16 étages et 2 sous-sols à usage d'habitation et d'administration.

La structure est de type poteau-poutre contreventé par un noyau central en béton armé, la conception et le calcul sont conformes aux règlements de construction en vigueur (RPA99/03, CBA 93, BAEL91/99).

L'étude dynamique a été faite avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

Mots clés : Béton armé, contreventement, étude dynamique, voiles.

DEDICACES

J'ai le plaisir d'offrir ce travail à tous ceux qui de près ou de loin ont aidé à sa réalisation.

A mes chers parents ...

Pour leur générosité et leur présence permanentes.

A ma famille ...

Pour l'inspiration de notre vivacité, et la motivation de notre effort.

A Benaïche Hadjer

Pour son aide et son soutien durant toute cette période de préparation de projet.

A tous mes amis ...

Pour témoigner de la fraternité qui nous associe.

REMERCIEMENTS

Toute ma gratitude, grâce et remerciement vont à Allah le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce modeste travail.

Je tiens à présenter mes plus vifs remerciements à M Nabil Ramdani (Ingénieur du bureau d'étude HAMEG) et M R.Boutemour ainsi que M A.Abdelguerfi pour avoir suivis et dirigés ce projet avec patience.

Mes remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Mes remerciements vont également à M Abdelhakim Hameg, Directeur du bureau d'études HAMEG de m'avoir fait confiance en me confiant ce projet.

Je voudrais aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à ma formation à l'ENP.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE11

CHAPITRE I PRESENTATION DU PROJET 12

I.1 Introduction 13

I.2 Implantation de l'ouvrage 13

I.3 Présentation du bâtiment 13

I.3.1 Dimensions en élévation..... 13

I.3.2 Dimensions en plan 13

I.4 Conception de la structure 14

I.4.1 Ossature de l'ouvrage..... 14

I.4.2 Plancher 14

I.4.3 Escaliers 15

I.4.4 Maçonnerie 15

I.4.5 Revêtement 16

I.4.6 Acrotère 16

I.4.7 Ascenseur..... 16

I.5 Caractéristiques des matériaux 16

I.5.1 Le béton 16

I.5.2 L'acier..... 19

I.6 Conclusion..... 19

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT 20

II.1 Introduction..... 21

II.2 Evaluation des charges et surcharges..... 21

II.2.1 Plancher courant 21

II.2.2 Plancher terrasse inaccessible 22

II.2.3 Mur extérieur (Cloisons doubles)..... 22

II.2.4 Mur intérieur (Une seule cloison)	22
II.2.5 Ascenseur	23
II.2.6 Acrotère	23
II.2.7 Escaliers	23
II.2.8 Surcharges d'exploitation.....	24
II.3 Prédimensionnement des éléments	24
II.3.1 Prédimensionnement des planchers.....	24
II.3.2 Prédimensionnement des poutres	26
II.3.3 Prédimensionnement des poteaux	27
II.3.4 Prédimensionnement des voiles	31
II.4 Conclusion	31
CHAPITRE III ELEMENTS NON STRUCTURAUX	32
III.1 Introduction	33
III.1 Etude de l'acrotère.....	33
III.1.1 Evaluation des sollicitations.....	33
III.1.2 Calcul du ferrailage.....	34
III.2 Etude du garde-corps	38
III.2.1 Evaluation des sollicitations.....	38
III.2.2 Calcul du ferrailage.....	39
III.3 Etude des escaliers	40
III.3.1 Géométrie de l'escalier	41
III.3.2 Dimensionnement de la paillasse.....	41
III.3.3 Combinaisons des charges	42
III.3.4 Evaluation des sollicitations de calcul	42
III.3.5 Calcul du ferrailage.....	43
III.3.6 En travée	43
III.3.7 Vérification de l'effort tranchant	45
III.4 Etude des planchers	45
III.4.1 Calcul des poutrelles	45
III.4.2 Calcul de la table de compression.....	51
III.5 Etude des balcons	51
III.5.1 Evaluation des charges.....	52
III.5.2 Calcul des actions	52
III.5.3 Calcul des armatures	53

III.5.4 Vérification au cisaillement	54
III.6 Conclusion	54
CHAPITRE IV ETUDE AU VENT	55
IV.1 Introduction	56
IV.2 Caractéristiques du bâtiment	56
IV.3 Détermination de la pression dynamique	57
IV.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	58
IV.5 Détermination des coefficients C_{pi} et C_p	60
IV.6 Répartition des coefficients de pression :	62
3.1.1 Calcul des forces de frottement	63
IV.7 Conclusion.....	63
CHAPITRE V ETUDE DYNAMIQUE	64
V.1 Introduction.....	65
V.2 Méthode de calcul	65
V.3 Méthode de calcul.....	67
V.4 Spectre de réponse de calcul.....	67
V.5 Nombre de modes à considérer.....	69
V.6 Combinaisons des modes.....	70
V.7 Combinaisons des réponses modales.....	71
V.8 Combinaisons des réponses modales.....	72
V.9 Caractéristiques dynamiques	73
V.10 Vérifications	73
V.11 Conclusion	78
CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	79
VI.1 Introduction	80
VI.2 Ferrailage des poteaux.....	80
VI.2.1 Combinaisons de charges.....	80
VI.2.2 Recommandation du RPA 99/03	81
VI.2.3 Résultats donnés par Autodesk Robot	81
VI.2.4 Vérification de la condition de non fragilité.....	82
VI.2.5 Armatures transversales.....	82
VI.3 Ferrailage des poutres.....	83

VI.3.1	Combinaisons des charges	83
VI.3.2	Recommandation du RPA99	84
VI.3.3	Résultats du ferrailage	84
VI.3.4	Armatures transversales	84
VI.4	Ferrailage des voiles	86
VI.4.1	Conditions du RPA	86
VI.4.2	Ferrailage vertical	89
VI.4.3	Ferrailage horizontal	89
VI.4.4	Ferrailage des linteaux	90
VI.5	Infrastructure	92
VI.6	Conclusion	93
	CONCLUSION GENERALE	94
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	95
	ANNEXE	96

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II.1 : CHARGES DU PLANCHER COURANT.	21
TABLEAU II.2 : CHARGES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	22
TABLEAU II.3 : CHARGES DU MUR EXTERIEUR.	22
TABLEAU II.4 : CHARGES DU MUR INTERIEUR.	22
TABLEAU II.5 : CHARGES DU PALIER D'ESCALIERS.	23
TABLEAU II.6 : CHARGES DE LA VOLEE D'ESCALIERS.	24
TABLEAU II.7 : SURCHARGES D'EXPLOITATION.	24
TABLEAU II.8 : CHARGES APPLIQUEES SUR POTEAU A L'ELU.	30
TABLEAU III.1 : SOLLICITATIONS AGISSANT SUE LE GARDE-CORPS.	38
TABLEAU III.2 : FERRAILLAGE DU GARDE-CORPS.	39
TABLEAU III.3 : COMBINAISONS DE CHARGES.	42
TABLEAU III.4 : SOLLICITATIONS ESCALIER ELU ET ELS EN TRAVEE.	43
TABLEAU III.5 : CHARGES PERMANENTE ET SURCHARGES D'EXPLOITATION.	46
TABLEAU III.6 : SOLLICITATIONS SUR POUTRELLES AVANT COULAGE.	46
TABLEAU III.7 : CHARGES SUR POUTRELLES APRES COULAGE.	47
TABLEAU III.8 : SOLLICITATIONS DES POUTRELLES.	48
TABLEAU III.9 : CHARGES DE LA DALLE PLEINE.	52
TABLEAU III.10 : CHARGEMENT MUR EXTERIEUR.	52
TABLEAU III.11 : CHARGEMENT SUR BALCON.	52
TABLEAU IV.1 : CALCUL DE LA PRESSION DYNAMIQUE.	57
TABLEAU IV.2 : DETERMINATION DES COEFFICIENTS C_{PE} .	58
TABLEAU IV.3 : LES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERNE DE LA TOITURE.	59
TABLEAU IV.4 : DETERMINATION DES COEFFICIENTS C_P .	60
TABLEAU IV.5 : DETERMINATION DES COEFFICIENTS C_p .	61
TABLEAU V.1 : PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE.	70
TABLEAU V.2 : CENTRES ET EXCENTRICITES DE LA STRUCTURE.	72
TABLEAU V.3 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT DONNE PAR ROBOT.	74
TABLEAU V.4 : VERIFICATION DE LA REPARTITION DES EFFORTS DANS LA STRUCTURE.	74
TABLEAU V.5 : VERIFICATION DE $P-\Delta$ ET LES DEPLACEMENTS RELATIFS ENTRE ETAGES.	76
TABLEAU V.6 : VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT.	77
TABLEAU VI.1 : RESULTATS DU FERRAILLAGE DES POTEAUX LES PLUS SOLLICITES.	81
TABLEAU VI.2 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL.	83
TABLEAU VI.3 : CARACTERISTIQUES SOUS SITUATIONS ACCIDENTELLE ET DURABLE.	83
TABLEAU VI.4 : FERRAILLAGE DES POUTRES.	84
TABLEAU VI.5 : CALCUL DE L'ESPACEMENT DES ARMATURES. TRANSVERSALES.	85
TABLEAU VI.6 : FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POUTRES.	86
TABLEAU VI.7 : FERRAILLAGE DES VOILES.	89
TABLEAU VI.8 : VERIFICATION AU CISAILLEMENT.	89
TABLEAU VI.9 : FERRAILLAGE HORIZONTAL DES VOILES.	89
TABLEAU VI.10 : ARMATURES DIAGONALES DU LINTEAU.	91
TABLEAU VI.11 : ARMATURES DU LINTEAU.	91

LISTE DES FIGURES

FIGURE I-1: PLAN DU BATIMENT.	14
FIGURE I-2: DIAGRAMME PARABOLE-RECTANGLE DES CONTRAINTES - DEFORMATIONS DU BETON A L'ELU.	17
FIGURE I-3: DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON A L'ELS.	18
FIGURE II-1 : DIMENSIONS DE L'ACROTERE	23
FIGURE II-2 : DIMENSIONS DU PLANCHER REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.	29
FIGURE III-1 ; DIMENSIONS DE L'ACROTERE	33
FIGURE III-2 : SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE	35
FIGURE III-3 : FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.	37
FIGURE III-4 : CHARGES DU GARDE-CORPS.	38
FIGURE III-5 : DIMENSIONS DU GARDE-CORPS.	38
FIGURE III-6 : FERRAILLAGE DU GARDE-CORPS.	40
FIGURE III-7 : ESCALIERS A DEUX VOLEES.	40
FIGURE III-8 : EMPRISE DES ESCALIERS.	41
FIGURE III-9 : SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER (AUTODESK ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL).	42
FIGURE III-10 : MOMENT FLECHISSANT DE L'ESCALIER A L'ELU (AUTODESK ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL).	42
FIGURE III-11 : EFFORT TRANCHANT DE L'ESCALIER A L'ELU (AUTODESK ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL).	43
FIGURE III-12 : SCHEMA DE LA POUTRELLE APRES COULAGE.	47
FIGURE III-13 : MOMENT FLECHISSANT DES POUTRELLES A L'ELU (3 TRAVEES).	48
FIGURE III-14 : MOMENTS FLECHISSANT DES POUTRELLES A L'ELU (2 TRAVEES)	48
FIGURE III-15 : EFFORT TRANCHANT DES POUTRELLES A L'ELU (2 TRAVEES).	49
FIGURE III-16 : EFFORT TRANCHANT DES POUTRELLES A L'ELU (3 TRAVEES).	49
FIGURE III-17 : BALCON SUR DEUX APPUIS.	51
FIGURE III-18 : CARTOGRAPHIE DES MOMENTS DU BALCON SUR AUTODESK ROBOT.	53
FIGURE IV-1 : VUES EN PLAN ET EN ELEVATION DE LA FAÇADE.	58
FIGURE IV-2 : VUES EN PLAN ET EN ELEVATION DE LA TOITURE.	59
FIGURE IV-3 : C_{PE} SUR LES PAROIS VERTICALES XX.	59
FIGURE IV-4 : C_{PE} SUR LES PAROIS VERTICALES YY.	60
FIGURE IV-5 : C_{P1} SUR LES PAROIS VERTICALES XX.	61
FIGURE IV-6 : C_{P2} SUR LES PAROIS VERTICALES XX.	61
FIGURE IV-7 : C_{P1} SUR LES PAROIS VERTICALES YY.	62
FIGURE IV-8 : C_{P2} SUR LES PAROIS VERTICALES YY.	62
FIGURE V-1 : VUE EN 3D DU BATIMENT AVEC AUTODESK ROBOT.	67
FIGURE V-2 : SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL.	68
FIGURE V-3 : SCHEMA STATIQUE DE LA TOUR SOUS MOMENTS STABILISANTS ET RENVERSANTS.	77
FIGURE VI-1 : NUMEROTATION DES VOILES.	88
FIGURE VI-2 : COUPE LONGITUDINALE DU LINTEAU.	91
FIGURE VI-3 : COUPE TRANSERVERSALLE DU LINTEAU.	92

INTRODUCTION GENERALE

La construction est l'une des plus grandes préoccupations des nations tant économiquement que techniquement, elle s'est accrue avec le développement de l'industrie et l'explosion démographique ce qui suscitera les ingénieurs et chercheurs à innover et développer les constructions de grandes hauteurs.

Mais construire haut accentue les risques, et par cela la dynamique du bâtiment devient la partie la plus importante du fait des actions sismiques et du vent.

Les règles de conception et de calcul offrent la possibilité à notre structure de devenir parasismique et de limiter les pertes humaines et cela grâce au système contreventement du bâtiment, pour notre structure le contreventement est assuré principalement par un noyau central de voiles en béton armé et par des portiques poteaux-poutres.

Dans le présent travail je présenterai l'étude détaillée d'une tour en R+16+2SS à usage d'habitation et de bureaux, l'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

Le présent rapport est constitué de six chapitres.

- Le 1^{er} chapitre consiste en la présentation globale de la structure et des matériaux à utiliser.
- Le 2^{ème} chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- Le calcul des éléments secondaires fait l'objet du 3^{ème} chapitre.
- L'étude au vent et la stabilité de la structure sont résumées dans le 4^{ème} chapitre.
- Le 5^{ème} chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Le calcul de la structure se fera à l'aide de la modélisation 3D de la structure par le biais du logiciel Autodesk Robot 2014.
- Le ferrailage des éléments principaux est détaillé au 6^{ème} chapitre, est suivi d'une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction

Dans le cadre de l'opération location et vente, l'Agence Algérienne de Développement du logement (AADL) a choisi l'entreprise d'études et de réalisation CATIC pour l'étude et la réalisation des 736 logements.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escaliers, garde-corps ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul se fera conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/03) et aux règles de béton armé (BAEL91/99 et CBA93) et moyennant le logiciel de calcul (Autodesk ROBOT Analysis (2014)).

I.2 Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir 736 logements AADL se situe à Bordj Menail. La conception architecturale est prévue pour la projection de 8 blocs que R+16 et 8 blocs C+6.

I.3 Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier un bloc de R+16 en béton armé composé de :

- Deux sous-sols et un rez-de-chaussée à usage de bureaux.
- Les 16 étages à usage d'habitation avec 4 logements par niveau : 2 F3, 2 F4.

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan.

D'après la classification du RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance (groupe d'usage 1B) puisque c'est un bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIb).
- Le site est considéré comme sol meuble (S3) d'après les données géotechnique.

I.3.1 Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : $H = 53.10$ m
- Hauteur du RDC : $H = 3.06$ m
- Hauteur des étages courants : $H = 3.06$ m

I.3.2 Dimensions en plan

La structure est de forme carrée avec des décrochements aux milieux de chaque artère.

- Largeur = 24,3m
- Longueur = 22,9m

I.4 Conception de la structure

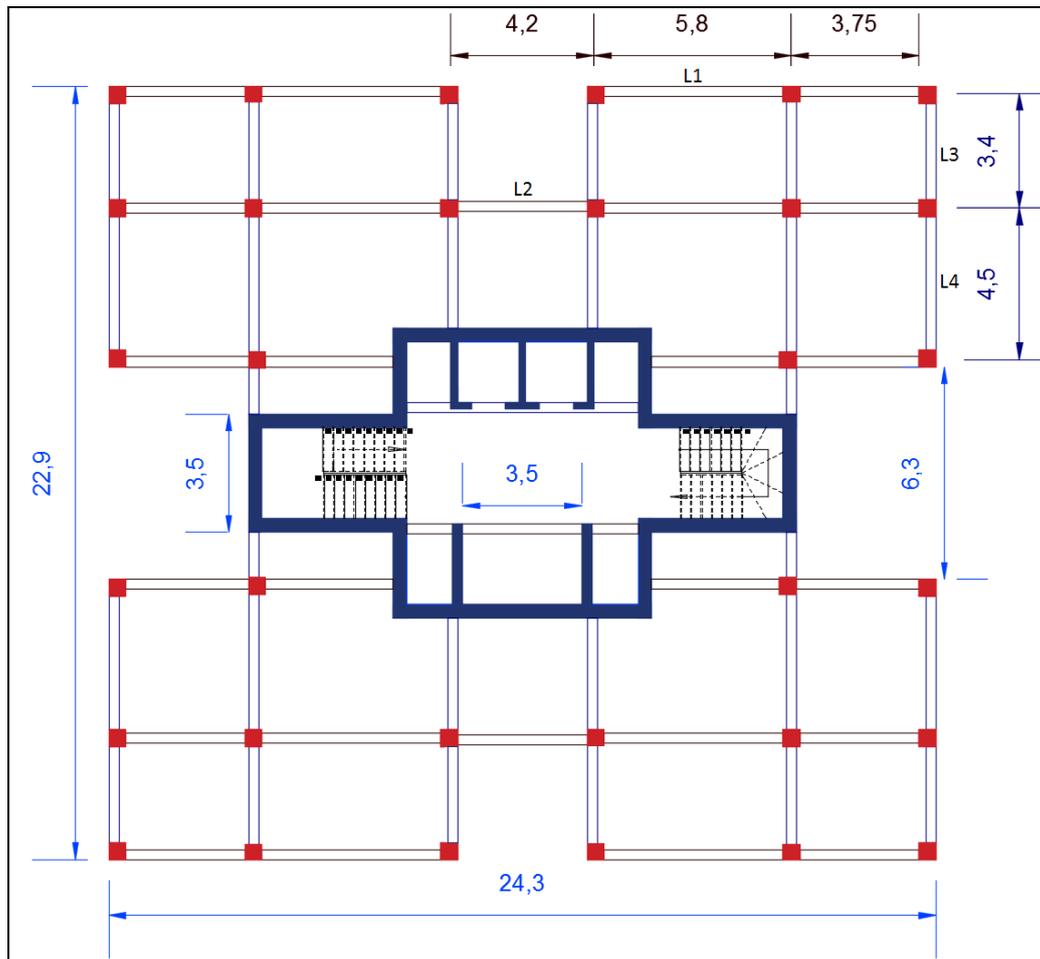


Figure 0-1: Plan du bâtiment.

I.4.1 Ossature de l'ouvrage

Cet ouvrage est en béton armé et puisque sa hauteur dépasse les 17m en zone (IIb), alors selon le RPA 99/03 l'ouvrage nécessite un contreventement spécial et nous avons choisis que le contreventement de la structure soit assuré par des ossatures en béton armé contreventées entièrement par un noyau central en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

I.4.2 Plancher

C'est une aire généralement plane et rigide destinée à séparer les niveaux et aussi joue un rôle important dans le contreventement de l'ouvrage puisqu'il reporte et répartit les actions (forces) horizontales de la construction vers les composants de stabilité, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

1) Planchers corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (de 50 à 70 cm de largeur)
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compression (de 5 cm d'épaisseur)

On a opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie de la construction ;

2) Planchers à dalle pleine :

Pour les portes à faux, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre et qui comportent deux volées.

I.4.4 Maçonnerie

La maçonnerie permet de séparer et de découper la surface d'un niveau donné, tout en ayant le rôle d'isolateur phonique et thermique et cela en utilisant de la brique creuse à 8 trous et de 10 cm d'épaisseur.

Nous avons la même maçonnerie qui est disposée différemment :

- Mur extérieur (En double parois) : permet d'avoir une meilleure isolation et cela en créant un espacement de 5 cm entre les deux parois.
- Mur intérieur (Une seule paroi) : permet de séparer les différentes pièces de la surface du niveau.

I.4.5 Revêtement

Le revêtement de chaque niveau est constitué de :

- Une couche de carrelage de 2cm pour les planchers courants et escaliers.
- Une couche de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- De la peinture pour les murs intérieurs, plafonds ainsi que pour les murs porteurs (voiles).
- Une couche de mortier de ciment en crépissage pour les murs extérieurs.

I.4.6 Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm avec une épaisseur de 10cm.

I.4.7 Ascenseur

Notre immeuble dispose d'un nombre important d'étages, d'où la nécessité de disposer d'un ascenseur qui permettra le déplacement rapide et confortable entre étages.

Notre ouvrage comporte deux ascenseurs.

I.5 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), au règlement parasismique algérien (RPA 99/03) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91).

I.5.1 Le béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Le béton est constitué d'un mélange de :

- Le ciment : Joue un rôle de liant entre granulats du béton, nous utilisons dans notre cas le ciment CPA 325 avec 350 Kg/m^3 .
- Les granulats : Sont constitués de grains de sable de diamètre inférieur à 5mm et de graviers de 3/8 et de 15/25.
- Eau : Permet d'avoir une bonne hydratation du ciment.

I.5.1.1 Résistance à la compression du béton

Pour le dosage utilisé de 350 Kg/m^3 , nous aurons une résistance à la compression de 25MPa à 28 jours qui est décrite par f_{c28} .

- La résistance à la compression du béton à (j) jours pour des résistances $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

I.5.1.2 Résistance à la traction du béton

La résistance à la traction du béton à (j) jours est définie par :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 \times f_{c28}$$

Ce qui nous donne : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.5.1.3 Les contraintes limites

A) L'état limite ultime

Il s'agit de vérifier que la déformation limite de rupture du béton n'est pas dépassée et que le matériau est à son point limite de rupture (état limite).

La loi contrainte déformation est de type parabole rectangle :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bu} : \text{Contrainte ultime du béton en compression} \quad f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

f_{cj} : La résistance à la compression du béton à (j) jours.

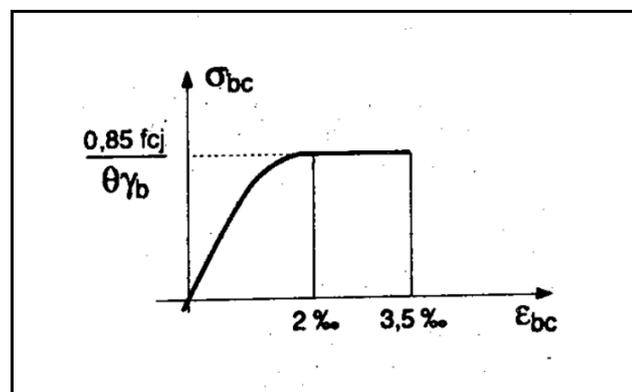


Figure 0-2: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes - déformations du béton à l'ELU.

B) L'état limite de service

Les critères concernent la limitation des contraintes de compression du béton, la limitation des ouvertures des fissures et de la déformabilité de la structure. Les matériaux sont en phase élastique.

La loi contrainte déformation du béton est supposée linéaire et est donc caractérisée par le module de déformation du béton E_c .

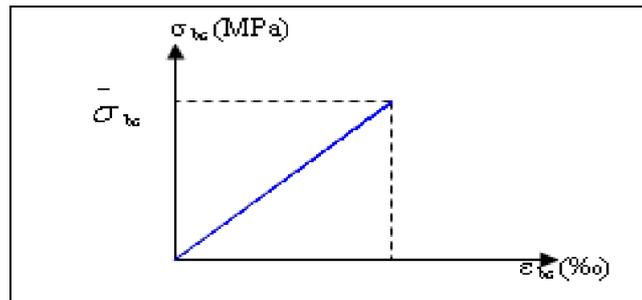


Figure 0-3: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

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

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

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Coefficient de Poisson :

Il est égale à :

- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0,2$ à l'ELS

- Module de déformation longitudinale :

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

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

$$E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

I.5.2 L'acier

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer en petite proportion. Il est caractérisé par sa grande résistance à la traction et à la compression.

I.5.2.1 Les contraintes limites

A) L'état limite ultime

La contrainte ultime à l'ELU est donné par :

$$f_{su} = f_e / \gamma_b$$

Avec

f_e : La limite élastique des aciers utilisés.

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

- $\gamma_b = 1$ cas de situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1,15$ cas de situations durables ou transitoires.

B) L'état limite de service

Les formes et les dimensions de chaque élément ainsi que les dispositions des armatures sont conçus de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Nous avons ainsi 3 cas de fissurations :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [2/3 f_e ; 110\sqrt{(\eta f_{tj})}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [1/2 f_e ; 90\sqrt{(\eta f_{tj})}]$

Avec

η : Le coefficient de fissuration et vaut :

- 1 pour les ronds lisses.
- 1,6 pour les armatures à haute adhérence.
- 1,3 pour les armatures à haute adhérence pour $\varphi \leq 6\text{mm}$ (φ diamètre d'une armature)

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma$$

I.6 Conclusion

L'ouvrage qu'on étudie est de forme irrégulière et comporte une structure mixte (portiques-voiles) et comprend deux escaliers et deux ascenseurs suivant les exigences des règlements.

Les matériaux utilisés sont de type ordinaire (Béton 25MPa, Acier HA 400MPa).

Nous allons par la suite dimensionner notre bâtiment à l'ELU et le vérifier à l'ELS.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux (Plancher, poutre, poteau, voile) est une étape importante de l'étude d'un ouvrage et suit des lois empiriques.

Il représente le point de départ de justification vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges d'exploitation et du poids propre qui sont transmis des planchers aux poutrelles, poutres, poteaux et enfin transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont transmises par les diaphragmes (planchers) aux éléments de contreventement (voiles).

II.2 Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge a pour but de définir les charges qui reviennent aux planchers et qui sont transmises aux éléments porteurs.

Les charges d'exploitation sont définies par le DTR B.C 2.2.

II.2.1 Plancher courant

Tableau II.1 : Charges du plancher courant.

N°	Couche	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Lit de sable	2	0.36
4	Corps creux (Polystyrène)	16+5	1.8
5	Enduit de plâtre/ Faux plafond	2	0.2
6	Cloisons	/	1
/	Charge permanente G	/	$\sum G_i = 4.16$
/	Charge d'exploitation Q (Habitation)	/	1.5
/	Charge d'exploitation Q (Bureaux)	/	2.5

La charge d'exploitation sur étage courant (Habitation) : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation sur RDC (Bureau) : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [KN/m ²]
1	Protection gravillon	5	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	0.12
3	Forme de pente	1	2.20
4	Isolation thermique en liège	4	0.16
5	Corps creux (Polystyrène)	16+5	1.80
6	Faux plafond (Placoplatre)	2	0.20
/	Charge permanente G	/	$\sum G_i = 5.33$
/	Charge d'exploitation Q (Terrasse non accessible)	/	1

La charge d'exploitation sur terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.2.3 Mur extérieur (Cloisons doubles)

La maçonnerie utilisée dans notre ouvrage est de la brique creuse :

Tableau II.3 : Charges du mur extérieur.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [KN/m ²]
1	Enduit plâtre	2	0.2
2	Briques creuses	10	0.9
3	Briques creuses	10	0.9
4	Enduit de ciment	1.5	0.27
Charge permanente G		$\sum G_i = 2.27$	

II.2.4 Mur intérieur (Une seule cloison)

Tableau II.4 : Charges du mur intérieur.

N°	Couche	Epaisseur (cm)	G [KN/m ²]
1	Enduit plâtre	2×2	0.4
2	Briques creuses	10	0.9
Charge permanente G		$\sum G_i = 1.3$	

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc ils nécessitent d’opter à des coefficients selon le pourcentage d’ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

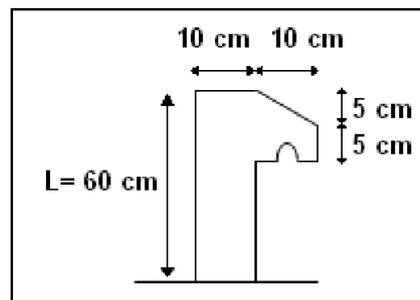


Figure II-1 : Dimensions de l'acrotère

II.2.5 Ascenseur

Le poids propre est de : $G = 1000\text{Kg/m}^2 = 10\text{KN/m}^2$

La charge d’exploitation est de : $Q = 800\text{Kg/m}^2 = 8 \text{ KN/m}^2$

II.2.6 Acrotère

La surface totale :

$$G = 2500 \times (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - 0.1 \times 0.05 \times 0.01 \times 0.01) \quad G = 168.5 \text{ Kg/ml} = 1.685 \text{ KN/ml}$$

II.2.7 Escaliers

II.2.7.1 Le palier

Tableau II.5 : Charges du palier d’escaliers.

Couche	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Palier	15	3,75
Enduit en plâtre	2	0.2
G		$\sum G_i = 4,75$
Q		2,5

II.2.7.2 La volée

Tableau II.6 : Charges de la volée d'escaliers.

Couche	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
Carrelage	2	0.4
Mortier horizontal	2	0.4
Carrelage contre marche	2	$0.4 \times \frac{17}{30} = 0.226$
Mortier vertical	$2 \times \frac{17}{30}$	$0.4 \times \frac{17}{30} = 0.226$
Paillasse en béton armé	$\frac{15}{\cos\alpha} = 17.24$	4.31
Enduit de ciment	1.5	0.27
Marche	$\frac{h}{2} = 8.5$	2.125
Charges permanentes $\sum G_i = 7.96$		
Charges d'exploitation $Q = 2.5$		

Avec $\alpha = \arctg \alpha = \frac{17}{30} = 29.54^\circ$

$\cos \alpha = 0.87$

II.2.8 Surcharges d'exploitation

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation.

/	Niveau (RDC+2SS)	Niveaux courants	Terrasse non accessible	Escaliers
Surcharges (KN/m ²)	2,5	1,5	1	2,5

II.3 Prédimensionnement des éléments

II.3.1 Prédimensionnement des planchers

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

II.3.1.1 Résistance au feu

- e = 7cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11cm pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5 cm pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet: **e = 20 cm.**

II.3.1.2 Résistance à la flexion

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

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

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité. Dans notre cas, la dalle reposant sur deux appuis avec une portée égale à : $L_x = 4,25$ m

Donc on a : $12,15 \text{ cm} \leq e \leq 14,16 \text{ cm}$

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

II.3.1.3 Condition de flèche

e : est conditionnée par : $l/25 < e < l/20$

$17 \text{ cm} < e < 21,25 \text{ cm}$ ($l = 4,25$ m).

$e = 21 \text{ cm}$

II.3.1.4 Isolation phonique

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

$e = 16 \text{ cm}$

II.3.1.5 Formule empirique

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{l}{22,5}$$

l : plus grande portée dans le sens considéré

$$e \geq \frac{4,25}{22,5} = 0,188 \text{ m} = 18,8 \text{ cm} \text{ donc } \mathbf{e = 19 \text{ cm}}$$

Conclusion :

$$e = \max \{20, 14, 21, 16, 19\} \text{ (cm)}$$

$e = 21 \text{ cm}$

Pour les planchers à corps creux $e = 21$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 5cm.

Remarque :

En ce qui concerne les portes à faux, nous avons opté pour des dalles pleines d'épaisseur égale à :

$e = 15 \text{ cm}$

II.3.2 Prédimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges verticales des planchers vers les poteaux.

Nos poutres doivent vérifier la règle du CBA93 :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

Avec :

l : portée maximale des poutres entre axes d'appuis.

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes d'après le RPA 99/03 :

$$- b \geq 20\text{cm}$$

$$- h \geq 30\text{cm}$$

$$- h/b \leq 4.0$$

- Les poutres principales:

- 1) Poutres L1

Nous avons $l_{\max} = 5,75\text{m}$, alors nous aurons :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

$$38,3 \text{ cm} < h < 57,5 \text{ cm}$$

On prend donc :

$$\mathbf{h = 45 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}}$$

$$- b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$- h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$- h/b \leq 4.0 \quad \Rightarrow \quad 45/30=1,5 \leq 4$$

Donc, nos dimensions sont vérifiées.

- 2) Poutres L2

Nous avons $l_{\max} = 4,3 \text{ m}$, alors nous aurons :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

$$28,6 \text{ cm} < h < 43 \text{ cm}$$

On prend donc :

$$\mathbf{h = 35 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}}$$

$$- b \geq 20\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$- h \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$- h/b \leq 4.0 \quad \Rightarrow \quad 35/30=1,16 \leq 4$$

Donc, nos dimensions sont vérifiées.

- Les poutres secondaires:

- 1) Poutres L3

Nous avons $l_{\max} = 3,35 \text{ m}$, alors nous aurons :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

$$22,33 \text{ cm} < h < 33,5 \text{ cm}$$

On prend donc :

$$\mathbf{h = 30 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}}$$

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes d'après le RPA 99/03 :

$$\begin{aligned} - b \geq 20\text{cm} & \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ - h \geq 30\text{cm} & \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ - h/b \leq 4.0 & \Rightarrow 30/30=1 \leq 4 \end{aligned}$$

Donc, nos dimensions sont vérifiées.

- 2) Poutres L4

Nous avons $l_{\max} = 4,45\text{m}$, alors nous aurons :

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

$$29,66 \text{ cm} < h < 44,5 \text{ cm}$$

On prend donc :

$$\mathbf{h = 30 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}}$$

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes d'après le RPA 99/03 :

$$\begin{aligned} - b \geq 20\text{cm} & \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ - h \geq 30\text{cm} & \Rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ - h/b \leq 4.0 & \Rightarrow 45/30=1,5 \leq 4 \end{aligned}$$

Donc, nos dimensions sont vérifiées.

II.3.3 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,9% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante:

$$N_{\max} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_{ult} : effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale ;

B_r : section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm (1cm sur le pourtour)

$\gamma_b = 1,50$ et $\gamma_s = 1,15$: coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

f_{c28} et F_e : résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

A_s : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,9% de la section réelle du poteau en zone (Iib) d'après le RPA 99/2003.

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Avec :

$l_{\text{flambement}}$: longueur de flambement ; $l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$

l_0 : longueur libre du poteau ; $l_0 = 3.06 \text{ m}$

i : rayon de giration de la section du béton ; $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a \times b^3}{12 \times a \times b}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

$$\lambda = l_{\text{flambement}} / i = l_{\text{flambement}} \frac{\sqrt{12}}{b}$$

λ : Élanement du poteau $\lambda = l_f / i$

Selon le CBA 93, une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins 3 travées.

On prend $a = b = 50 \text{ cm}$

Ce qui nous donnera : $\lambda = l_f / i = 2.14 / 0.144 = 14.86$

$\lambda = 18.6 \leq 35$ (Condition de compression centrée vérifiée).

Avec : $i = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{0.5}{\sqrt{12}} = 0.144 \text{ m}$

On aura pour : $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{14.86}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$B_r = (0.5 - 0.02)^2 = 0.23 \text{ m}^2$$

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_{max} \leq N_{ult} = 0.82 \times \left[\frac{0.23 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.9 \times 0.23 \times 400}{100 \times 1.15} \right] = 4.083 \text{ MN} = \mathbf{4083 \text{ KN}}$$

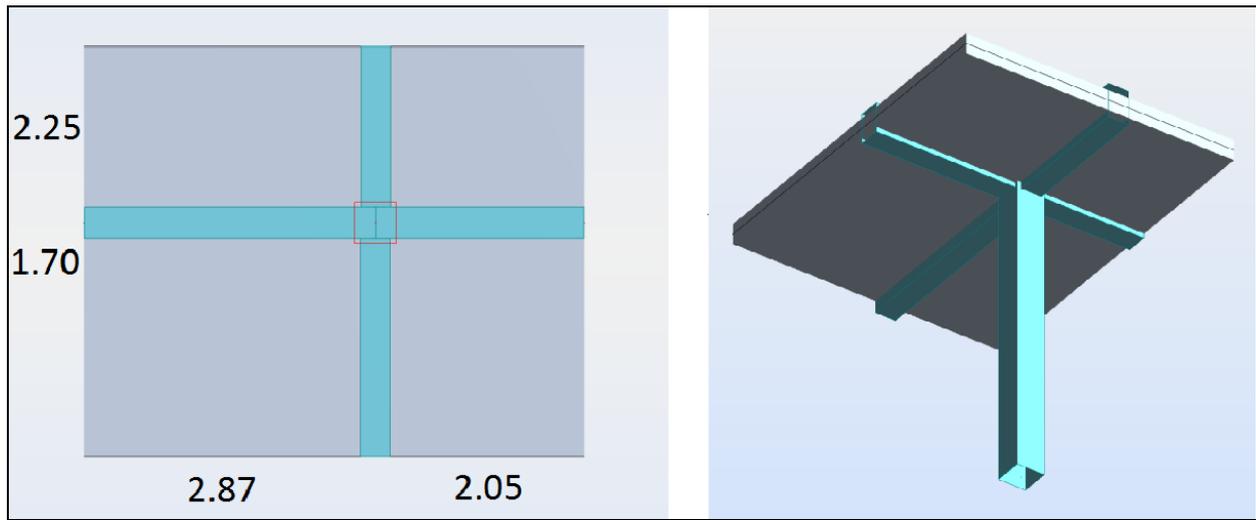


Figure II-2 : Dimensions du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

❖ Charges et surcharges revenants au poteau le plus chargé :

Les charges permanentes sont :

- Plancher terrasse :

- Poutres principales : $(0.30 \times 0.45 \times 2.62 + 0.30 \times 0.35 \times 1.87) \times 25 = 13.75 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $(0.30 \times 0.30 \times 3.42) \times 25 = 7.70 \text{ KN}$
- Plancher : $(3.9 \times 4.75) \times 5.33 = 98.74 \text{ KN}$

$$G_{\text{Terrasse}} = \mathbf{120.18 \text{ KN}}$$

- Plancher courant :

- Poutres principales : $(0.30 \times 0.45 \times 2.62 + 0.30 \times 0.35 \times 1.87) \times 25 = 13.75 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $(0.30 \times 0.30 \times 3.42) \times 25 = 7.70 \text{ KN}$
- Plancher : $(3.9 \times 4.75) \times 4.16 = 77.06 \text{ KN}$

$$G_{\text{Courant}} = \mathbf{98.51 \text{ KN}}$$

Avec $S_{\text{plancher}} = 3.9 \times 4.75 = 18.52 \text{ m}^2$

Les surcharges d'exploitation sont calculées par la loi de dégression donnée par le DTC.BC.2.2 :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 14^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 13^{ème} étage : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous les n^{ème} étage : $Q_0 + [(3+n)/2n] \sum_{i=1}^n Q_i$

Tableau II.8 : Charges appliquées sur poteau à l'ELU.

Niveau	Q_i [KN/m ²]	Q cumulée [KN/m ²]	N_Q [KN]	G_i [KN]	N_G [KN]	N_u [KN]	$1,1 N_u$ [KN]
Sous terrasse	1,00	1,00	18,52	120,18	120,18	190,02	209,03
Sous le 14 ^{ème} étage	1,50	2,50	46,30	98,51	218,69	364,68	401,15
Sous le 13 ^{ème} étage	1,50	3,85	71,30	98,51	317,20	535,17	588,69
Sous le 12 ^{ème} étage	1,50	5,05	93,53	98,51	415,71	701,50	771,65
Sous le 11 ^{ème} étage	1,50	6,10	112,97	98,51	514,22	863,66	950,02
Sous le 10 ^{ème} étage	1,50	7,00	129,64	98,51	612,73	1021,65	1123,81
Sous le 9 ^{ème} étage	1,50	8,25	152,79	98,51	711,24	1189,36	1308,29
Sous le 8 ^{ème} étage	1,50	9,00	166,68	98,51	809,75	1343,18	1477,50
Sous le 7 ^{ème} étage	1,50	9,75	180,57	98,51	908,26	1497,01	1646,71
Sous le 6 ^{ème} étage	1,50	10,50	194,46	98,51	1006,77	1650,83	1815,91
Sous le 5 ^{ème} étage	1,50	11,25	208,35	98,51	1105,28	1804,65	1985,12
Sous le 4 ^{ème} étage	1,50	12,00	222,24	98,51	1203,79	1958,48	2154,32
Sous le 3 ^{ème} étage	1,50	12,75	236,13	98,51	1302,30	2112,30	2323,53
Sous le 2 ^{ème} étage	1,50	13,50	250,02	98,51	1400,81	2266,12	2492,74
Sous le 1 ^{ème} étage	1,50	14,25	263,91	98,51	1499,32	2419,95	2661,94
Sous le RDC	2,50	15,60	288,91	98,51	1597,83	2590,44	2849,48
Sous le 1 ^{er} entre sol	2,50	16,94	313,68	98,51	1696,34	2760,58	3036,64
Sous le 2 ^{ème} entre sol	2,50	18,26	338,26	98,51	1794,85	2930,44	3223,49

Ce qui nous donnera : $N_{\max} = 3223 \text{ KN} \leq N_{\text{ult}} = 4083 \text{ KN}$

Condition vérifiée

II.3.4 Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments porteurs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges horizontales aux fondations.

Selon le RPA 99/03 , les voiles doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15\text{cm} \\ e \geq \frac{H_e}{20} \\ L \geq 4e \\ H_e = 306 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq 15,30 \text{ cm}$$

On opte pour : $e = 40 \text{ cm.}$

II.4 Conclusion

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape importante dans le calcul, elle permet de limiter les erreurs dans le ferrailage par la suite.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non pris en compte dans le prédimensionnement.

CHAPITRE III
ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne représentent pas une fonction porteuse et de résistance aux actions sismiques et c'est pour cela qu'on les considère comme des éléments secondaires.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Par ailleurs, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

III.1 Etude de l'acrotère

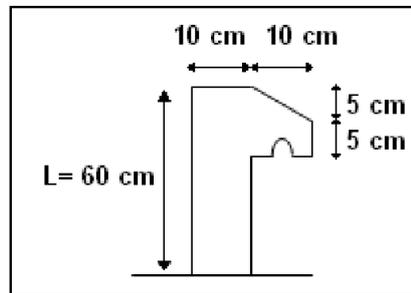


Figure 0-1 ; Dimensions de l'acrotère

III.1.1 Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times s = 25 \times \left(0,1 \times 0,6 + 0,1 \times 0,1 - \frac{0,05 * 0,1}{2} - 0,01 \times 0,01 \right) = 1,685 \text{ KN/ml}$$

- Charge de la main courante (DTR B.C 2.2) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Force sismique (RPA 99/03) :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,685 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

Avec :

C_p : Facteur de force horizontale

A : Coefficient d'accélération de zone

W_p : Poids propre de l'élément non structural (acrotère)

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} G = 1,685 \text{ KN/ml} \\ Q = \text{Max}(F_p; 1,5Q) = 1,500 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times G = 1,685 \times 1,35 = 2,27 \text{ KN/ml} \\ M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml} \\ N_{ser} = G = 1,685 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \\ M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

III.1.2 Calcul du ferrailage

III.1.2.1 Calcul à l'ELU

Notre section est sollicitée en flexion composée :

$$L'excentricité : \quad e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Et} \quad \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m} = 1,67 \text{ cm}$$

Avec :

$$h = 0,1 \text{ m}$$

$e_0 \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'extérieur du noyau central, d'où on est dans le cas d'une section partiellement comprimée.

L'excentricité accidentelle (e_a) :

$$e_a \geq \text{Max} (2 \text{ cm} ; l/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \quad \text{avec } l = 60 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = e_a + e_0 = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

Nous allons établir les calculs avec des sollicitations majorées par le coefficient γ_n :

$$\gamma_n = 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 \times (h/e_0) = 1,07 \quad \text{pour } e_0/h = 4 \geq 1$$

Avec :

$$\lambda = l_f / i = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 41,57$$

l_f : longueur de flambement ; $l_f = 2 \times H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h : largeur de notre élément ; $h = 0,10 \text{ m}$

i : rayon de giration de la section du béton ;

λ : Élancement du poteau $\lambda = l_f / i$

Nous aurons :

- Sollicitation par rapport au centre de gravité du béton :

$$N_u^* = \gamma_n \times N_{u0} = 1,07 \times 2,27 = 2,43 \text{ KN}$$

$$M_u^* = \gamma_n \times M_u + N_u^* \times e_a = 1,07 \times 0,9 + 2,43 \times 0,02 = 1,01 \text{ KN.m/ml}$$

- Sollicitation par rapport aux armatures tendues :

$$M_{u/As}^* = M_u^* + N_u^* \times e_{As} = M_u^* + N_u^* \times (d-h/2) = 1,08 \text{ KN.m/ml}$$

Nous calculerons la section en flexion simple sous l'action du moment $M_{u/As}^*$.

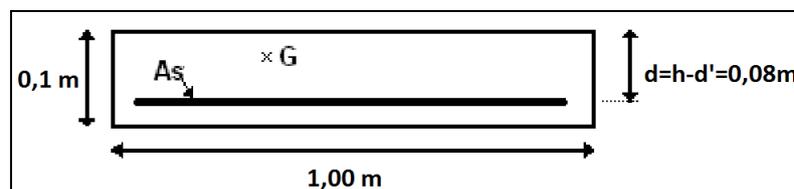


Figure 0-2 : Section de calcul de l'acrotère

h : hauteur total de la section.

b : largeur de section.

d : hauteur utile.

d' : distance entre centre de gravité des armatures comprimées et l'arête comprimée de la section.

A_{sc} : armatures comprimées.

A_s : armatures tendues.

α : angle d'une armature avec la fibre moyenne.

μ : coefficient de frottement.

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre.

Nous avons : $h = 0,1\text{m}$; $d = h - d' = 0,08 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$
 $f_{su} = 348 \text{ MPa}$

Notons $M_{u/As}^* = M_u = 1,08 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,012$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 4,68 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.1.2.2 Calcul à l'ELS

$$N_{ser} = 1,685 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,36 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_0 \geq h/6 = 0,016 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

$$M_{ser/As}^* = M_{ser} + N_{ser} \times e_{As} = M_{ser} + N_{ser} \times (d-h/2) = 0,650 \text{ KN.m/ml}$$

Le calcul des armatures s'effectue en se ramenant à une étude de flexion simple.

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_s = \text{Min} [2/3 f_c ; 110\sqrt{(\eta f_{tj})}] = 201,6 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences

$$M = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b \times y \times (d - \frac{y}{3})$$

$$A_s \times \sigma_s = \frac{1}{2} \times b \times y \times \sigma_{bc}$$

D'après le diagramme des contraintes nous avons :

$$\sigma_{bc} = (\alpha \times \bar{\sigma}_s) / ((1-\alpha) \times n)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d}$$

En portant cette relation dans les expressions précédentes, nous obtenons :

$$\bar{\sigma}_s \times \alpha^3 - 3 \times \bar{\sigma}_s - \frac{6 \times n \times M}{b \times d^2} \times \alpha + \frac{6 \times n \times M}{b \times d^2} = 0$$

Nous aurons alors après avoir résolu l'équation du 3^{ème} degré :

$$\alpha = 0,117 \quad \Rightarrow \quad \text{Axe neutre : } y = \alpha \times d = 0,94 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1,78 \text{ MPa}$$

$$A_{s,ser} = (\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}) / (2 \times \bar{\sigma}_s) - (N / \bar{\sigma}_s) = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{s,min} \geq 0,23 (f_{t28}/f_c) b_0 d = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml (BAEL 91)}$$

Par ce qui suit nous aurons:

$$- A_s = \text{Min} (A_{s,ser} ; A_{s,u} ; A_{s,min}) = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend donc :

$$A_s = \mathbf{5 HA8} = 2,50 \text{ cm}^2 \quad \text{avec HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement} = 20 \text{ cm} \leq E_{min} = 25 \text{ cm (CBA 93)}$$

- Armatures de répartition (transversales) :

$$A_{s,t} = A_s / 4 = 0,5 \text{ cm}^2 = \mathbf{2 \text{ HA6}}$$

III.1.2.3 Vérification des contraintes

• Béton :

$$\sigma_{bc} = (\alpha \times \bar{\sigma}_s) \div ((1-\alpha) \times n) = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Acier :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 f_e ; 110\sqrt{(\eta f_{tj})}] = 201,6 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences

III.1.2.4 Effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = V_u / (b_0 \times d) = 1,5 \times Q / (1 \times 0,08) \approx 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,adm} = \text{min} (0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b,adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

Nous avons adopté le ferrailage minimal dans les deux sens, avec une section transversale égale au quart des armatures longitudinales, on aura ce qui suit :

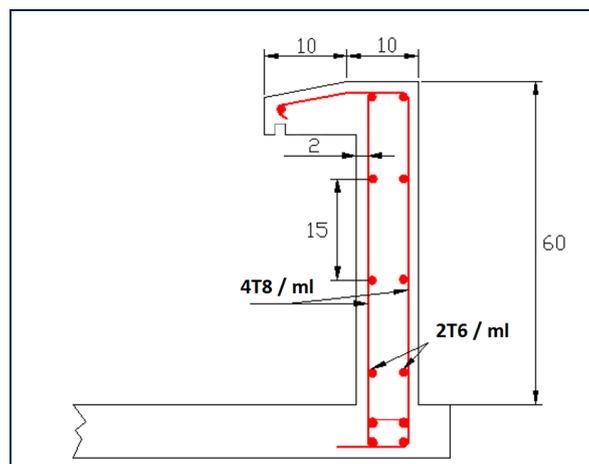


Figure 0-3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude du garde-corps

C'est un élément non structural de protection qui permet d'éviter la chute des usagers. Les garde-corps de notre bâtiment sont en béton armé avec 15cm d'épaisseur et 100cm de hauteur.

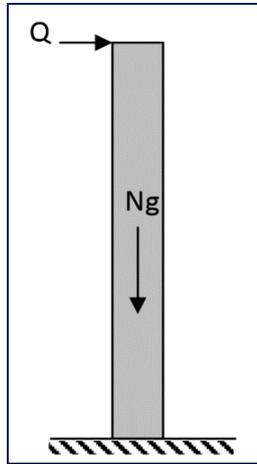


Figure 0-4 : Charges du garde-corps.

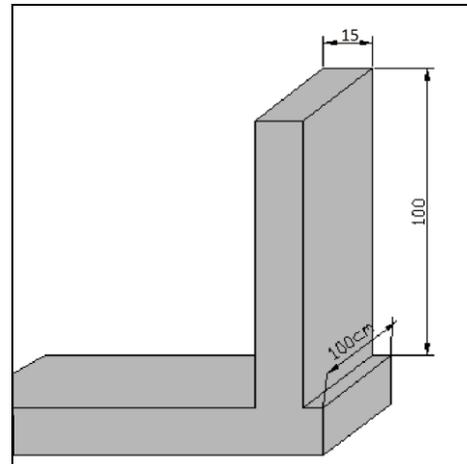


Figure 0-5 : Dimensions du garde-corps.

III.2.1 Evaluation des sollicitations

La section dangereuse est la section d'encastrement, le tableau ci dessous donne les sollicitations appliquées sur le garde-corps.

- Charges permanentes : $G = 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Tableau 0.1 : Sollicitations agissant sur le garde-corps.

	N [KN/ml]	M [KN.m/ml]	T [KN/ml]
ELU	5,06	1,5	1,5
ELS	3,75	1	1

III.2.2 Calcul du ferrailage

Nous allons procéder aux mêmes calculs que pour l'acrotère.

Nous aurons alors :

Tableau 0.2 : Ferrailage du garde-corps.

	Pivot A	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	A_{st} [cm ²]	A_{sc} [cm ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_s = 2$ cm²
ELU		201,60	0,47	0	1,80	
	$\alpha = 0,011$	e_0 [cm]	λ	N_u^* [KN/ml]	M_{u/A_s}^* [KN.m/ml]	
	$\mu = 0,0088$	0,30	46,20	5,67	2,10	
ELS	e_0 [cm]	M_{ser}^* [KN.m/ml]	α	σ_{bc} [MPa]	$A_{s,ser}$ [cm ²]	
	0,27	1,21	0,10	1,49	0,30	

On prend donc : $A_s = \text{HA T8} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec HA8 = 0,50 cm²

Espacement = 25 cm $\leq E_{min} = 40$ cm (CBA 93)

- Armatures de répartition (transversales) :

$$A_{s,t} = A_s / 4 = 0,5 \text{ cm}^2 = 2 \text{ HA6}$$

III.2.2.1 Vérification des contraintes

- Béton :

$$\sigma_{bc} = (\alpha \times \bar{\sigma}_s) \div ((1-\alpha) \times n) = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Acier :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} [2/3 f_c ; 110\sqrt{(\eta f_{ij})}] = 201,6 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

Avec

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérences

III.2.2.2 Effort tranchant :

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = V_u / (b_0 \times d) = 1,5 \times Q / (1 \times 0,13) \approx 0,012 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,adm} = \text{min} (0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b,adm}$ \Rightarrow Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

Nous avons adopté le ferrailage minimal dans les deux sens, avec une section transversale égale au quart des armatures longitudinales, on aura ce qui suit :

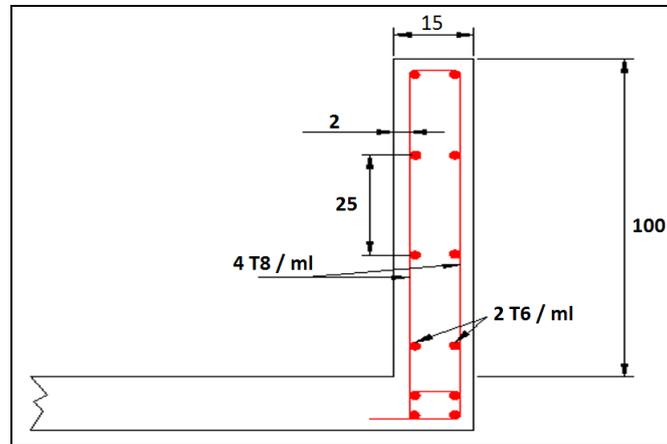


Figure 0-6 : Ferrailage du garde-corps.

III.3 Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un étage à un autre, ils sont constitués de gradins successifs (marches) et de dalles horizontales (paliers). Dans notre bâtiment, nous avons des escaliers à deux volées. Dans le cadre de notre projet, Nous allons étudier la volée la plus défavorable.

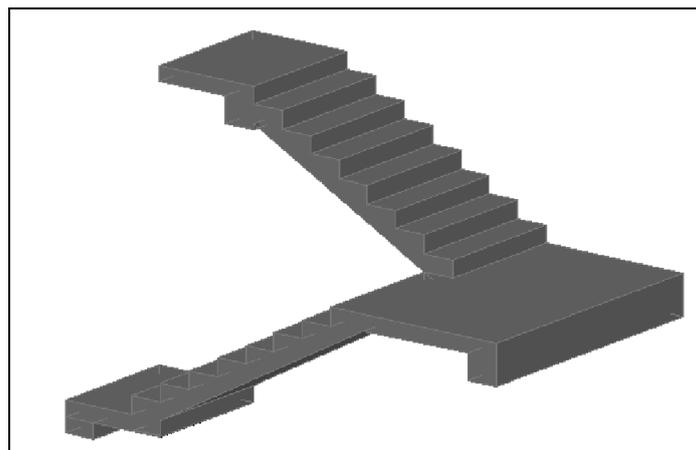


Figure 0-7 : Escaliers à deux volées.

III.3.1 Géométrie de l'escalier

Nous allons utiliser la méthode Blondel qui relie les marches (g = giron) et les contremarches (h = hauteur) et qui permet de respecter les conditions de sécurité, confort et commodité pour un escalier :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

Nous avons choisis $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$, ce qui donnera 18 marches pour passer d'un étage à un autre.

III.3.2 Dimensionnement de la paillasse

La paillasse doit avoir une épaisseur suffisante qui permet d'éviter une flèche excessive.

$$e \geq \max \left(\frac{\text{portée}}{30}; 10 \text{ cm} \right)$$

$$\alpha = \text{Arctan} \left(\frac{1,53}{2,7} \right) = 29,4^\circ$$

$$\text{Portée} = \left(\frac{2,7}{\cos(29,4^\circ)} \right) = 3,1 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{310}{30}; 10 \text{ cm} \right) = 10,33 \text{ cm}$$

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

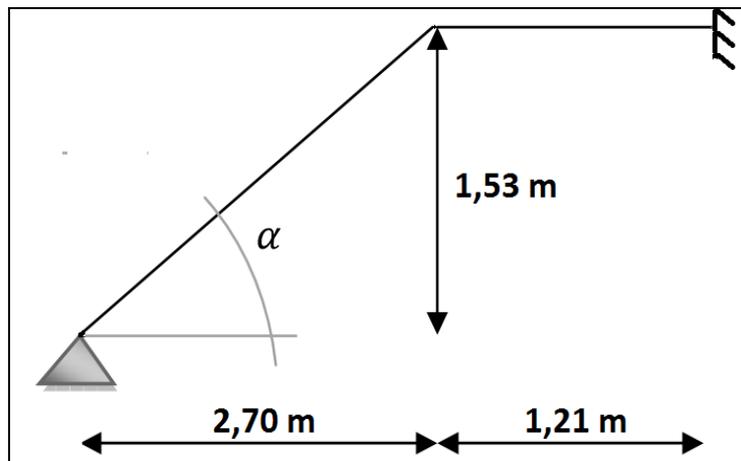


Figure 0-8 : emprise des escaliers.

Pour les paliers, l'épaisseur est au moins égale à celle de la paillasse. Donc on va garder la même épaisseur.

III.3.3 Combinaisons des charges

Tableau 0.3 : Combinaisons de charges.

Elément	G [KN/ml]	Q [KN/ml]	ELU (1,35G+1,5Q) [KN/ml]	ELS (G+Q) [KN/ml]
Paillasse	7,96	2,5	14,5	10,46
Palier	4,75	2,5	10,16	8,25

III.3.4 Evaluation des sollicitations de calcul

La modélisation de l'escalier se rapporte à une poutre horizontale de portée 391 cm et de section (100×15) cm².

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont :



Figure 0-9 : Schéma statique de l'escalier (Autodesk Robot Analysis Structural).

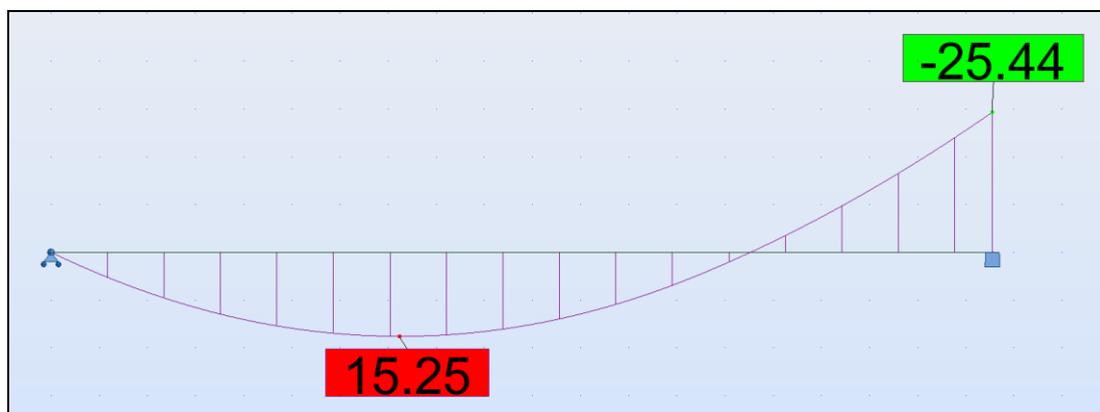


Figure 0-10 : Moment fléchissant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis Structural).

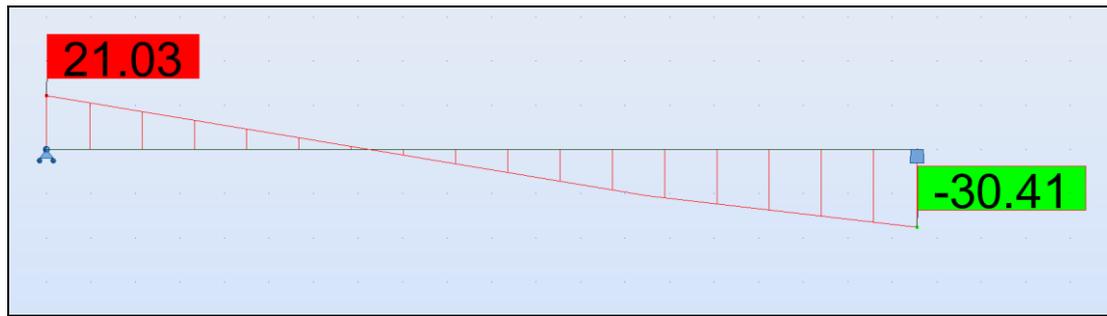


Figure 0-11 : Effort tranchant de l'escalier à l'ELU (Autodesk Robot Analysis Structural).

Tableau 0.4 : Sollicitations escalier ELU et ELS en travée.

/	Sur appui		En travée	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant max [KN.m]	-25,44	-18,83	15,25	11,07
Effort tranchant max [KN]	30,41	/	/	/

III.3.5 Calcul du ferrailage

III.3.5.1 ELU

III.3.6 En travée

$$M_u = 15,25 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,135 \text{ m} \quad ; \quad b = 1,3 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,045$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 3,31 \text{ cm}^2 \approx 5 \text{ HA10} \text{ avec HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Espacement = $S_t = 130/5 \approx 26 \text{ cm} \leq \text{min} = 25 \text{ cm}$

On prendra donc : $S_t = 20 \text{ cm}$

- $A_{s,\text{min}} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 2,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s,\text{min}}$

La condition de non fragilité est vérifiée

- Armatures de répartition : $A_{s,\text{rép}} = A_s/4 = 0,83 \text{ cm}^2 \approx 2 \text{ HA8}$ avec $\text{HA8} = 0,50 \text{ cm}^2$

Espacement = $S_t = 130/2 \approx 65 \text{ cm} \leq \text{min} = 25 \text{ cm}$

Nous allons donc prendre : $S_t = 20 \text{ cm}$.

A) Sur appui

$$M_u = 25,44 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,135 \text{ m} \quad ; \quad b = 1,3 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,076$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,099 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot A} \quad \Rightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 5,66 \text{ cm}^2 \approx 8 \text{ HA10} \quad \text{avec} \quad \text{HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Espacement = e = 130/8 \approx 16,25 cm \leq min = 25 cm (CBA 93)

Nous allons donc prendre, **S_t = 10 cm.**

• Armatures minimales : $A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 2,12 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s \geq A_{s,\min}$
La condition de non fragilité est vérifiée

• Armatures de répartition : $A_{s,\text{rép}} = A_s/4 = 1,42 \text{ cm}^2 \approx 3 \text{ HA8}$ avec HA8 = 0,50 cm²
Espacement = S_t = 130/3 \approx 43,34 cm \leq min = 25 cm (CBA 93)

Nous allons donc prendre, **S_t = 20 cm.**

III.3.6.2 ELS

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ($\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$).

• **Acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Avec :

$$\sigma_s = n \times K \times (d-y)$$

$$K = M_{\text{ser}} / I$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d-y)^2$$

On résout l'équation suivante pour avoir y :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

$$\text{On aura : } y = 0,036 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } I = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = 182,82 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 271,5 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié}$$

- **Béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$

Avec :

$$\sigma_{bc} = K \times y = 6,58 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa vérifie}$$

Donc nous gardons notre section d'aciers : $A_s = \text{HA10} / 10\text{cm}$

III.3.7 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_b = V_u / (b_0 \times d) = 0,173 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,adm} = \min (0,2 f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_b \leq \tau_{b,adm} \Rightarrow$ Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

III.4 Etude des planchers

Les planchers sont des éléments secondaires qui permettent de reprendre les efforts verticaux et de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre cas, les planchers sont constitués de hourdis et de poutrelles et une table de compression.

Ils permettent aussi d'isoler la structure, particulièrement en utilisant les corps-creux qui ont une bonne isolation thermique et acoustique.

III.4.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place, sont disposés parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancés par la largeur d'un corps creux.

Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage de la table de compression.
- Le calcul après coulage de la table de compression.

III.4.1.1 Avant coulage

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids des hourdis ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier.

Cette étape se calcule avant le coulage de la table de compression, dans ce cas la poutrelle travaille en isostatique.

A) Charges permanente et surcharges d'exploitation

Tableau 0.5 : Charges permanente et surcharges d'exploitation.

Elément	G _i [KN/ml]	G [KN/ml]	Q [KN/ml]
Poutrelle (0,12×0,04)	0,12	0,22	0,65
Corps creux en polystyrène	0,10		

B) Combinaisons de charges

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q = 0,87 \text{ KN/ml}$$

Les sollicitations sont calculées comme pour une poutre isostatique, ce qui nous donnera :

$$M_u = ql^2/8$$

$$V_u = ql/2$$

Avec : $l_{\text{max}} = 4,5 \text{ m}$

Tableau 0.6 : Sollicitations sur poutrelles avant coulage.

Etat	Moment max en travée [KN.m]	Effort tranchant max sur appui [KN]
ELU	3,21	2,86
ELS	2,20	1,96

C) Calcul des armatures

$$b = 0,12 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,02 \text{ m} \quad ;$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 4,72 > 0,392 = \mu_{\text{lim}} \Rightarrow A_{sc} \neq 0$$

Notre section nécessite une section d'armatures comprimées, mais il est impossible d'introduire des armatures comprimées puisque notre section de béton est très faible, donc il nous faudra des étaielements pour limiter la flèche de la poutrelle, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq 0,392 \quad \Rightarrow \quad \frac{q l^2}{8 \times b \times d^2 \times f_{bu}} \leq 0,392 \quad \Rightarrow \quad l \leq 1,3 \text{ m}$$

Nous placerons alors 3 étaielements avec : $l = 1,2\text{m}$

III.4.1.2 Après coulage

Après bétonnage, notre section devient en T avec talon, la surface du plancher revenant à chaque poutrelle est une bande de largeur $b = 0,65\text{m}$.

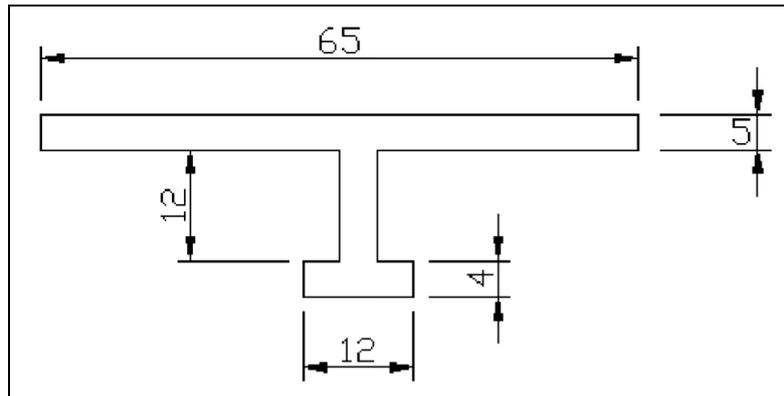


Figure 0-12 : Schéma de la poutrelle après coulage.

A) Calcul des sollicitations

Nous allons prévoir un seul type de poutrelles et cela en prenant les charges les plus défavorables de notre structure.

B) Sollicitations de calcul

Tableau 0.7 : Charges sur poutrelles après coulage.

Niveau	G [KN/ml]	Q [KN/ml]	G + Q [KN/ml]	1,35G + 1,5Q [KN/ml]
Terrasse	5,33	1	6,33	8,70
Courant	4,16	1,5	5,66	7,87
RDC et SS	4,16	2,5	6,66	9,37

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Analysis Structural), nous aurons les résultats suivants :

Tableau 0.8 : Sollicitations des poutrelles.

/		Sur appui		Sur travée	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Moment fléchissant max [KN.m]	2 Travées	-19,34	-13,74	15,03	10,69
	3 Travées	-15,81	-11,24	9,65	6,86
Effort tranchant [KN]	2 Travées	25,38	/		
	3 Travées	21,84			

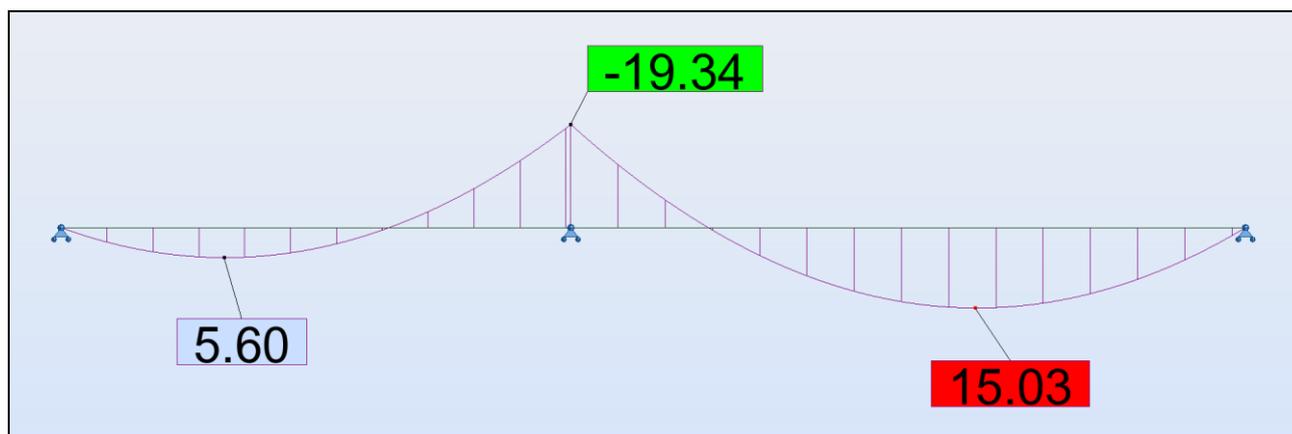


Figure 0-14 : Moments fléchissant des poutrelles à l'ELU (2 travées)

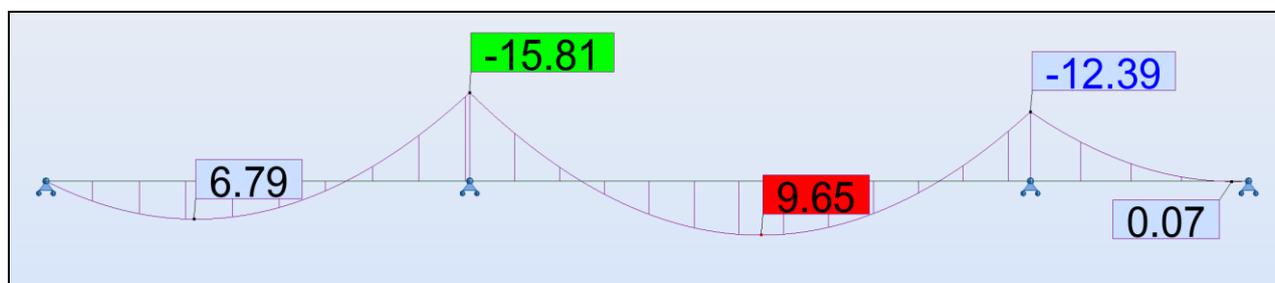


Figure 0-13 : Moment fléchissant des poutrelles à l'ELU (3 travées).

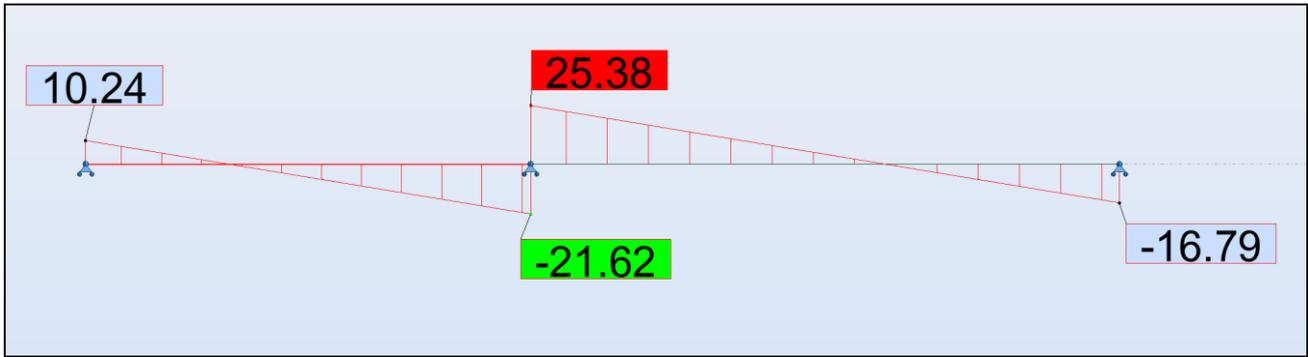


Figure 0-15 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (2 travées).

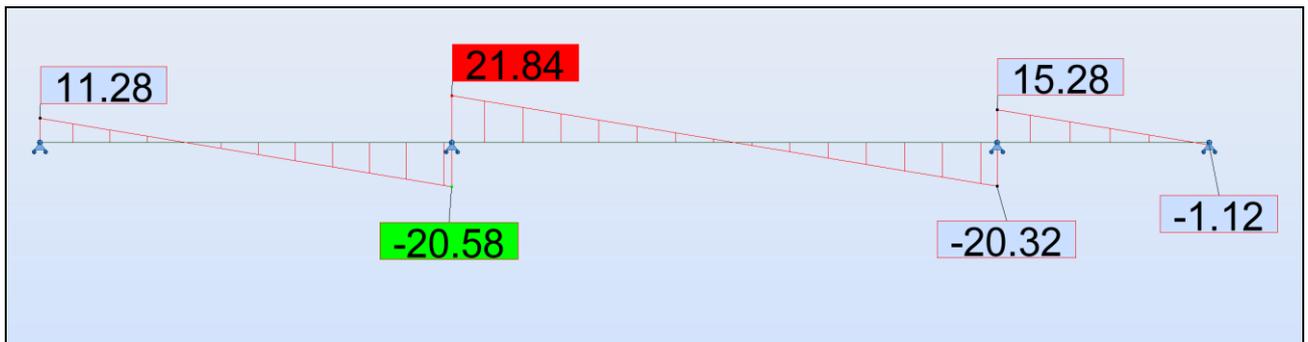


Figure 0-16 : Effort tranchant des poutrelles à l'ELU (3 travées).

C) Calcul des armatures

Nous remarquons que les sollicitations les plus importantes sont sur les poutrelles à 2 travées, nous allons par ce qui suit dimensionner avec les sollicitations de ces dernières. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisque les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, donc le calcul se fera à l'ELU seulement.

➤ Armatures longitudinales

❖ En travée :

$$M_u = 15,03 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,189 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,21 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad ; \quad b_0 = 0,04 \text{ m} \quad ; \quad f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\alpha_0 = 0,265$$

$$\mu_0 = 0,81 \alpha_0 (1 - 0,416 \alpha_0) = 0,19$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc} = 62,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Puisque : } M_u = 15,03 \leq M_t$$

Donc l'axe neutre est dans table de compression, alors on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,046$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,059 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 2,36 \text{ cm}^2 \approx 3 \text{ HA10} \quad \text{avec} \quad \text{HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On prendra donc : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\bullet A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s,\min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

Donc on adoptera une section de : $A_s = 3\text{HA10}$

❖ Sur appui :

$$M_u = -19,34 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,189 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,21 \text{ m} \quad ; \quad h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$b = 0,65 \text{ m} \quad ; \quad b_0 = 0,04 \text{ m} \quad ; \quad f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\alpha_0 = 0,265 \quad ; \quad \mu_0 = 0,19 \quad ; \quad M_t = 62,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Puisque :} \quad M_u = 15,03 \leq M_t$$

Donc l'axe neutre est dans table de compression, alors on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table b.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,059$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\gamma_s} = 3,04 \text{ cm}^2 \approx 4 \text{ HA10} \quad \text{avec} \quad \text{HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On prendra donc : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\bullet A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s,\min}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

Donc on adoptera une section de : $A_s = 4\text{HA10}$

➤ Armatures transversales

On adopte une section d'armatures $A_t = 2 \text{ } \emptyset 6$ inclinées de 90° et espacées de S_t qui se calcule comme suit :

$$S_t \leq \frac{A_t \frac{0,9f_e}{\gamma_s}}{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0} = 0,16 \text{ m}$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_u = V_u / (b_0 d) = 25,38 \times 10^{-3} / (0,04 \times 0,189) = 3,3 \text{ MPa}$$

Nous prenons alors : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,\text{adm}} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

III.4.2 Calcul de la table de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm et une largeur de 65cm et sera ferrillée dans les deux sens afin d'éviter la fissuration, la section d'armatures et l'espacement des mailles doivent vérifier :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20cm,
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33cm,
- La section d'armature dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la formule suivante : $A_s \geq \frac{4 \times L}{f_e}$.

Avec :

L : espacement entre les poutrelles égal à 65cm;

f_e : contrainte limite des aciers de treillis soudés égale à 240MPa.

On aura donc : $A_s \geq 1,08 \text{ cm}^2$

On adopte un treillis soudé Ø6, de nuance Fe240, dont la dimension des mailles est de (20cm×20cm).

III.5 Etude des balcons

Les dalles sont des plaques minces et planes dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et sont généralement en béton armé et reposant sur 2 appuis dans notre cas.

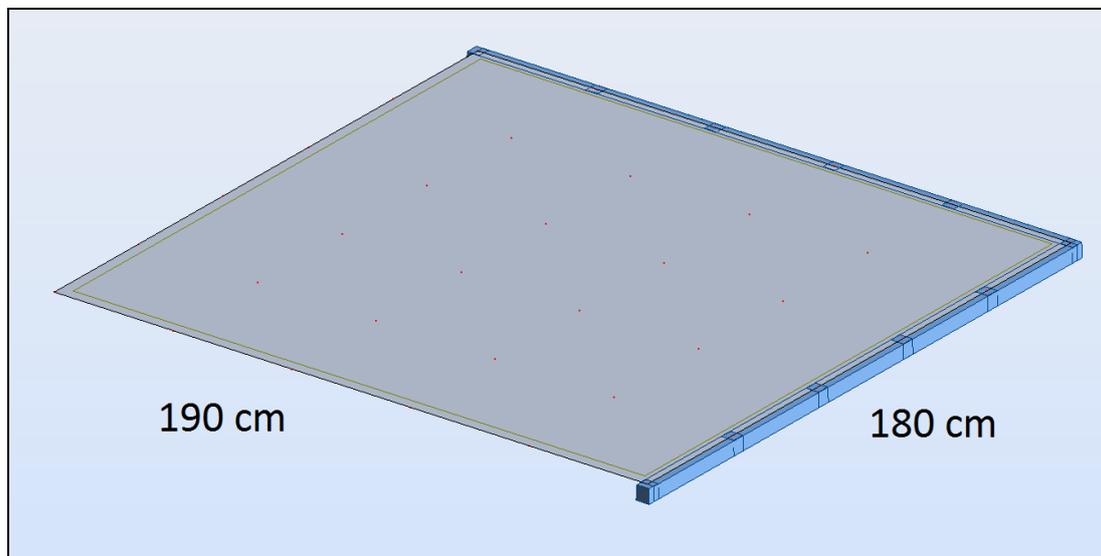


Figure 0-17 : Balcon sur deux appuis.

III.5.1 Evaluation des charges

- Charges dalle pleine :

Tableau 0.9 : Charges de la dalle pleine.

N°	Couche	Epaisseur [cm]	G [KN/m ²]
1	Carrelage	2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Lit de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	15	3,75
5	Enduit de ciment	1,5	0,27
/	Charge permanente G		$\sum G_i = 5.18$
/	Charge d'exploitation Q (Habitation)		3.5

- Charges mur extérieur :

Tableau 0.10 : Chargement mur extérieur.

N°	Couche	Epaisseur [cm]	G [KN/ml]
1	Garde-corps	10	2,5
Charge permanente G		$\sum G_i = 2,5$	

III.5.2 Calcul des actions

Le calcul se fera à l'ELU seulement puisque la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Tableau 0.11 : Chargement sur balcon.

Elément	Charges		Combinaison de charges
	G	Q	$1,35G + 1,5Q$
Dalle pleine [KN/m ²]	5,18	3,5	12,24
Garde-corps [KN/ml]	2,5	0	3,38

Voici la cartographie du moment de la dalle :

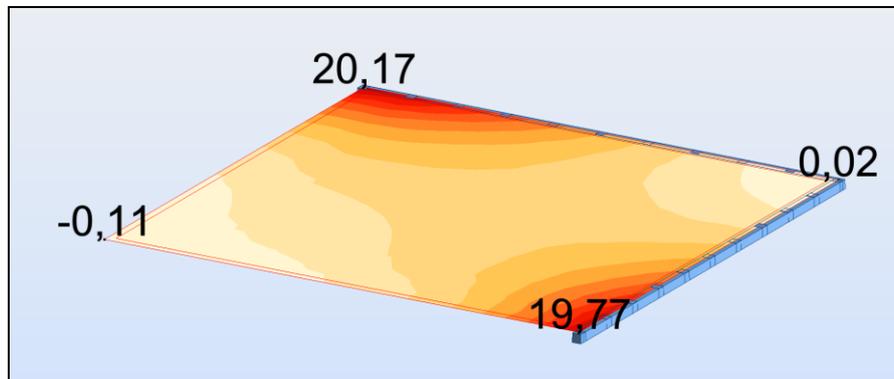


Figure 0-18 : Cartographie des moments du balcon sur Autodesk ROBOT.

Nous allons prendre le cas le plus défavorable des deux sens.

Nous aurons : $M_{u,max} = 20,17 \text{ KN.m}$; $T_{u,max} = 49,67 \text{ KN.m}$

III.5.3 Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 0,9d = 0,135 \text{ m} ; \quad f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,078$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,102 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \frac{f_{bc}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 4,48 \text{ cm}^2 \approx 6 \text{ HA10 avec HA10} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On prendra donc : $S_t = 15 \text{ cm}$

- $A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 1,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \geq A_{s,min}$

La condition de non fragilité est vérifiée

Donc on adoptera une section de : $A_s = 6 \text{ HA10}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 1,12 \text{ cm}^2 = 2 \text{ HA8}$$

On prendra donc : $S_t = 20 \text{ cm}$

On optera donc pour les deux sens :

- HA12 / 15cm pour les armatures supérieures ;
- HA10 / 20 cm pour les armatures inférieures.

III.5.4 Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale dans le béton est donnée par :

$$\tau_u = V_u/(bd) = 49,67 \times 10^{-3} / (1 \times 0,135) = 0,37 \text{ MPa}$$
$$\tau_{b,adm} = \min (0,2 f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u \leq \tau_{b,adm} \text{ est vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.6 Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs, de ce fait, leurs dimensionnements doivent être conformes aux règlements.

CHAPITRE IV

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.

Pour notre cas l'étude au vent va être faite conformément au règlement Algérien Neige et Vent (RNV99), et la structure est considérée comme une console encadrée à sa base.

IV.2 Caractéristiques du bâtiment

- Longueur du bâtiment : 24,3 m
- Largeur du bâtiment : 22,9 m
- Hauteur d'étage : 3,06 m
- Hauteur du bâtiment : 53,10 m
- Zone 1^e
- Terrain de catégorie 4 :
- Coefficient de topographie : $C_t = 1$
- Pression dynamique de référence : $q_{ref} = 375$ (N/m²)

Facteurs du site :

- $K_T = 0,24$ (Facteur du terrain)
- $Z_0 = 1$
- $Z_{min} = 16$
- $\varepsilon = 0,46$ (Coefficient de calcul)

- **Coefficient dynamique C_d :**

Ce coefficient permet de tenir compte de l'effet d'amplification dynamique due à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. La valeur de ce coefficient est donnée en fonction du mode de construction (en béton armé dans notre cas) et des dimensions de la construction, pour chaque direction du vent

Pour : $H=53,1m$; $b_x = 24,3$ m ; $b_y = 22,4$ m

$$C_d = 0,96$$

IV.3 Détermination de la pression dynamique

Pour ce calcul le RNV99 propose de diviser le maître couple en n éléments de surface horizontaux, avec n étant le nombre d'étages.

$$Q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_{\text{eq}})$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour le cas d'une structure permanente.

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + 7 \times \frac{K_t}{C_t(Z) \times C_r(Z)} \right]$$

Avec :

K_T : facteur du terrain ;

C_r : coefficient de rugosité ;

C_t : coefficient de topographie ;

Z : hauteur considérée (en m).

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\text{min}} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z < z_{\text{min}}$$

Le tableau suivant résumera les différents paramètres qui vont servir pour le calcul de la pression dynamique :

Tableau 0.1 : Calcul de la pression dynamique.

Etages	H [m]	C_r	C_t	C_e	q_{dyn} [N/m ²]
RDC	1,53	0,665	1	1,561	585,260
1	4,59	0,665	1	1,561	585,260
2	7,65	0,665	1	1,561	585,260
3	10,71	0,665	1	1,561	585,260
4	13,77	0,665	1	1,561	585,260
5	16,83	0,678	1	1,597	599,020
6	19,89	0,718	1	1,721	645,255
7	22,95	0,752	1	1,829	685,820
8	26,01	0,782	1	1,925	722,025
9	29,07	0,809	1	2,013	754,766
10	32,13	0,833	1	2,092	784,684
11	35,19	0,855	1	2,166	812,254
12	38,25	0,875	1	2,234	837,838
13	41,31	0,893	1	2,298	861,718
14	44,37	0,910	1	2,358	884,120
15	47,43	0,926	1	2,414	905,226
16	51,03	0,944	1	2,476	928,601

IV.4 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure 5.1. Les valeurs de $C_{pe,10}$ et $C_{pe,1}$ sont données dans l'article 5.1 du RNV99.

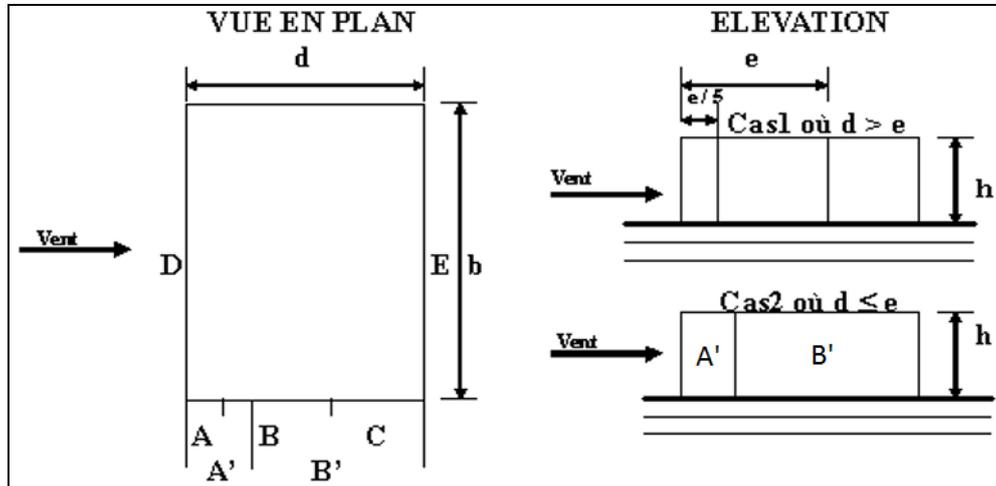


Figure 0-1 : Vues en plan et en élévation de la façade.

Tableau 0.2 : Détermination des coefficients C_{pe} .

A'		B'		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1	-1,3	-0,8	-1	0,8	1	-0,3	-0,3

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

• **Toitures plates :**

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

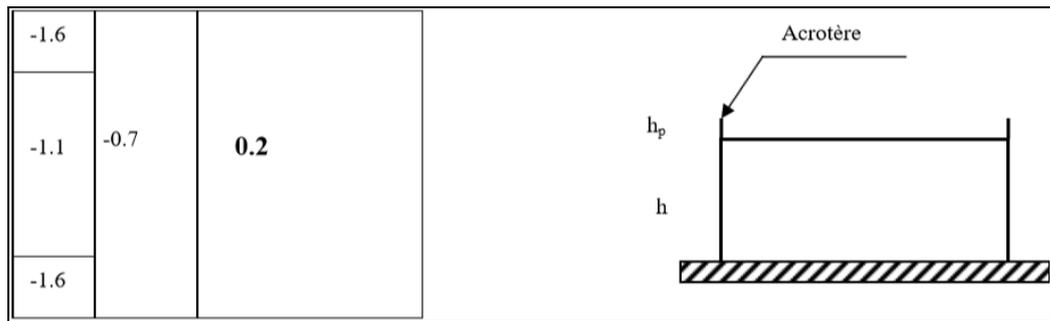


Figure 0-2 : Vues en plan et en élévation de la toiture.

Tableau 0.3 : Les coefficients de pression externe de la toiture.

Zone		F	G	H	I
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Avec acrotère	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,025$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,025$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Parois verticales :

- **Sens XX : vent perpendiculaire à b = 24.3 m.**

On a $b = 24.3m$; $d = 22,9m$; $h = 53,10m$.

$e = \text{Min} (24,3 ; 2 \times 53,10)$; donc $e = 24.3 m$.

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

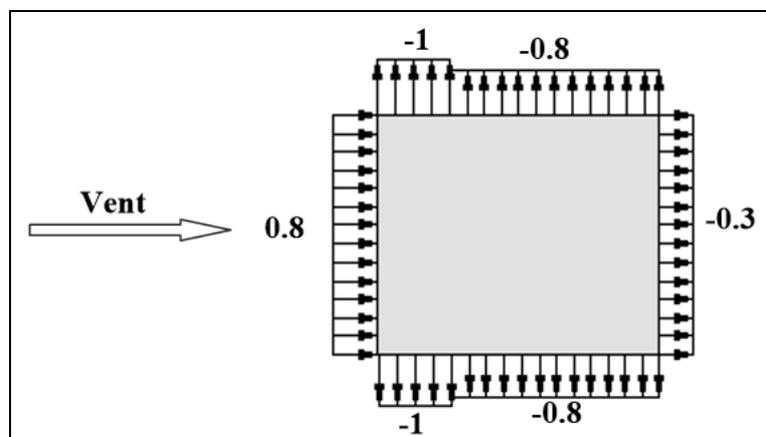


Figure 0-3 : C_{pe} sur les Parois verticales XX.

- Sens YY : vent perpendiculaire à $b = 22,9\text{m}$.

On a $b = 22,9\text{m}$; $d = 24,3\text{m}$; $h = 53,10\text{m}$.

$e = \text{Min} (22,9 ; 2 \times 53,10)$; donc $e = 22,9\text{m}$.

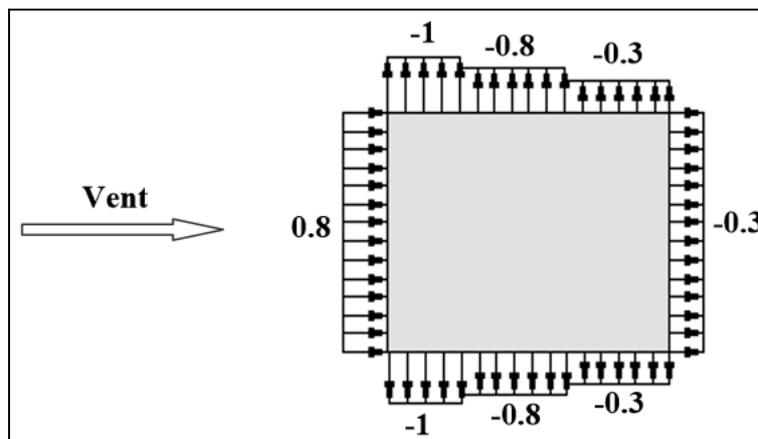


Figure 0-4 : C_{pe} sur les Parois verticales YY.

IV.5 Détermination des coefficients C_{pi} et C_p

- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On utilisera les valeurs : $C_{pi} = -0,5$; $C_{pi} = +0,8$.

- Coefficient de pression de vent C_p

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après

Parois verticales :

- Sens XX :

Tableau 0.4 : Détermination des coefficients C_p .

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A'	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
B'	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2

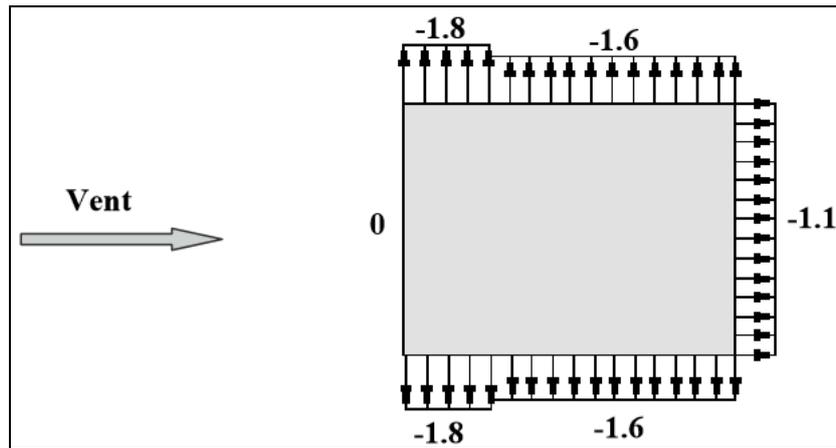


Figure 0-5 : C_{pi} sur les parois verticales XX.

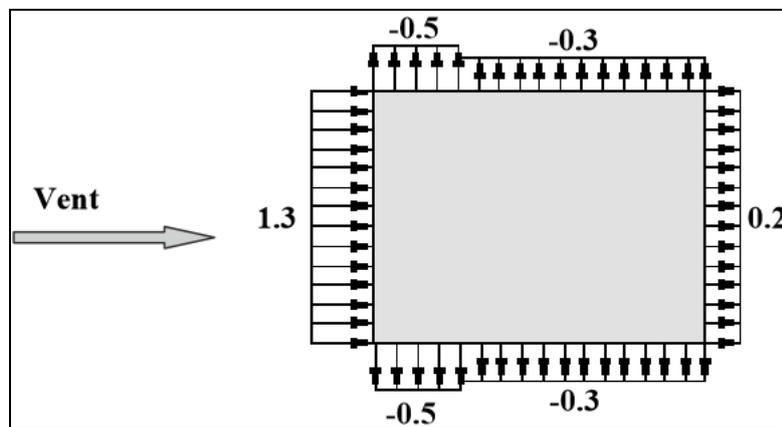
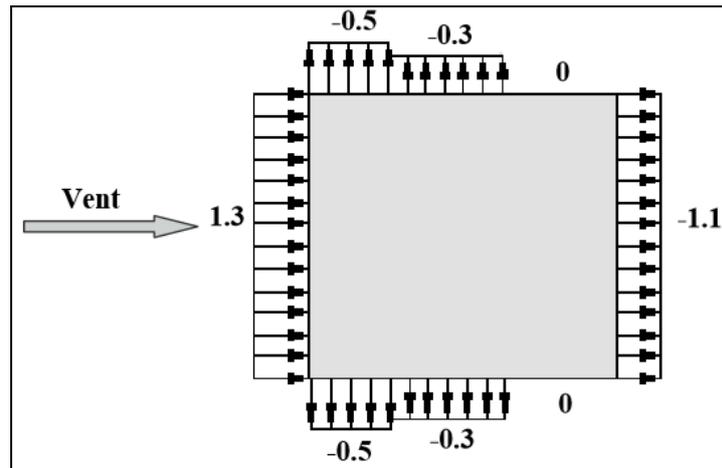
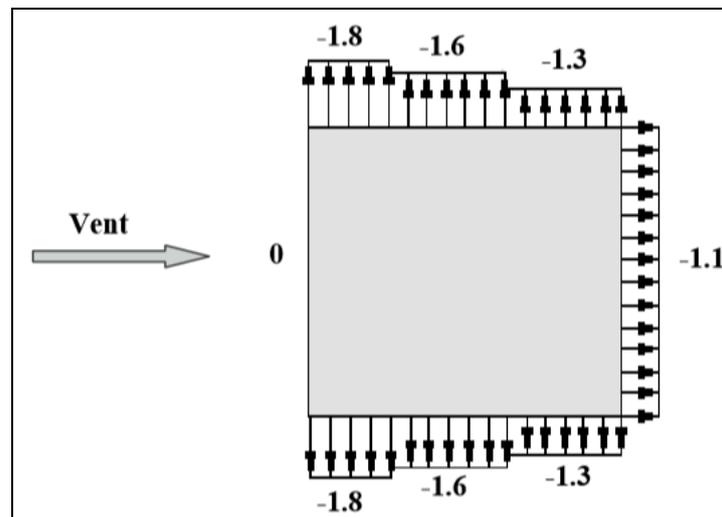


Figure 0-6 : C_{p2} sur les parois verticales XX.

- Sens YY :

Tableau 0.5 : Détermination des coefficients C_p .

Zone	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	C_{p1}	C_{p2}
A'	-1	0,8	-0,5	-1,8	-0,5
B'	-0,8	0,8	-0,5	-1,6	-0,3
C	-0,5	0,8	-0,5	-1,3	0
D	0,8	0,8	-0,5	0	1,3
E	-0,3	0,8	-0,5	-1,1	0,2

Figure 0-8 : C_{p2} sur les parois verticales YY.Figure 0-7 : C_{p1} sur les parois verticales YY.

IV.6 Répartition des coefficients de pression :

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

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

Avec :

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

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

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

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

3.1.1 Calcul des forces de frottement

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent :

- On peut négliger les effets des forces de frottement car le rapport $d/b \geq 3$ n'est pas vérifié.
- La force résultante R, se décompose en deux forces :
 - Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées au niveau de l'acrotère.
 - Une force de soulèvement F_u .

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

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

Après calcul nous aurons :

$$R_{xx1} = -0,96 \text{ MN}$$

$$R_{xx2} = 1,31 \text{ MN}$$

$$R_{yy1} = -0,88 \text{ MN}$$

$$R_{yy2} = 1,20 \text{ MN}$$

Nous avons négligé le vent appliqué sur la toiture du fait que notre structure dispose d'une section de toit très petite.

Nous avons par ailleurs le moment renversant qui est nettement inférieur au moment stabilisant (calculé dans le chapitre qui suit) :

$$M_{\text{renv}} = 37,76 \text{ MN.m} \leq M_{\text{stab}} = 1343,44 \text{ MN}$$

IV.7 Conclusion

Le vent fait partie des actions qu'il faut considérer quand il s'agit des constructions élevées, mais il est moins important qu'un séisme pour une construction lourde en zone de forte sismicité. Comme il est rare d'avoir la combinaison des deux actions à la fois donc on va concentrer notre étude aux sollicitations dues aux séismes qui sont plus défavorables.

CHAPITRE V ETUDE DYNAMIQUE

V.1 Introduction

Les principales causes de dommages causés aux structures sont affectées par le séisme, et cela suite aux mouvements appliqués à la base de la structure.

Nous allons donc analyser et étudier le comportement de la structure sous ce type de chargement, puisqu'il est nécessaire de construire des ouvrages qui puissent limiter les dégâts et cela en protégeant la vie humaine, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Notre objectif principal est de déterminer les caractéristiques propres de la structure pendant les vibrations.

Les structures réelles ont un nombre infini de déplacements, et pour cela l'ingénieur simplifie les calculs en choisissant un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux qui va permettre d'avoir une simulation de comportement qui se rapproche le plus du cas réel.

V.2 Méthode de calcul

La modélisation revient à présenter le problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle simplifié avec un nombre fini de DDL, qui représentera une bonne présentation des éléments du système : la masse, la rigidité et l'amortissement du système, autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible au comportement réel de la structure.

Lors d'une analyse dynamique de structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate à l'ouvrage. Dans notre cas le modèle adopté comporte des éléments résistants (structuraux) ainsi que des dalles pleines qui ont pour rôle de diaphragme, et le reste des éléments est introduit comme un chargement.

L'étude du bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation à trois dimensions à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014).

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes ainsi que les surcharges d'exploitations avec une minoration :

$$W = G + 0.2 Q$$

Le calcul se fait suivant deux étapes successives :

A) Première étape.

Le calcul dynamique est fait à l'aide d'un modèle « nœuds maîtres » 3D correspondant à l'ensemble des 3 blocs constituant le bâtiment. Ce modèle est constitué par :

- Des éléments de barres verticaux modélisant les poteaux et les voiles.
- Des éléments de coques modélisant les différents planchers et terrasses ; le maillage utilisé est petit (maille d'environ 1.00 m*1.00 m) car le but de ces éléments est d'obtenir les efforts locaux dans les planchers et de modéliser la raideur horizontale

des planchers de manière à transmettre correctement les efforts horizontaux aux différents éléments verticaux.

- Des éléments de barres horizontaux modélisant les différentes poutres des planchers (poutres intérieures et poutres de rive).

B) Deuxième étape.

Les cas de charges sismiques statiques déduites de l'analyse dynamique sont ensuite appliqués (ainsi que le cas de charges statiques classiques tels que poids propre, charges d'exploitation) à un modèle 3D bien défini.

Les sorties graphiques de ROBOT permettent une bonne visualisation du modèle.

Elles nous permettent d'avoir :

- Des vues en perspective de l'ensemble des éléments verticaux poteaux et voiles pour les différentes façades, comme on peut avoir des vues en plan de l'ensemble de ses éléments verticaux. Les éléments de barres sont dessinés en représentation volumique pour permettre de vérifier leurs bonnes orientations.
- Les mêmes vues pour les poteaux intérieurs.
- Les mêmes vues des éléments verticaux avec représentation filaire et numérotation des éléments.
- Vues en plan, niveau par niveau, des éléments de coques modélisant les planchers. Ces éléments de coque sont systématiquement connectés à tous les éléments verticaux, voiles et poteaux, de manière à leur transmettre les efforts horizontaux sous séisme en fonction de leur raideur et de la distribution des masses.
- Les perspectives volumiques de l'ensemble des planchers, pour plus de lisibilité.
- Les vues en plan, niveau par niveau, des éléments de barres modélisant les différentes poutres des planchers, en représentation filaire avec leur numérotation.
- Les perspectives volumiques de l'ensemble des poutres, pour plus de lisibilité.

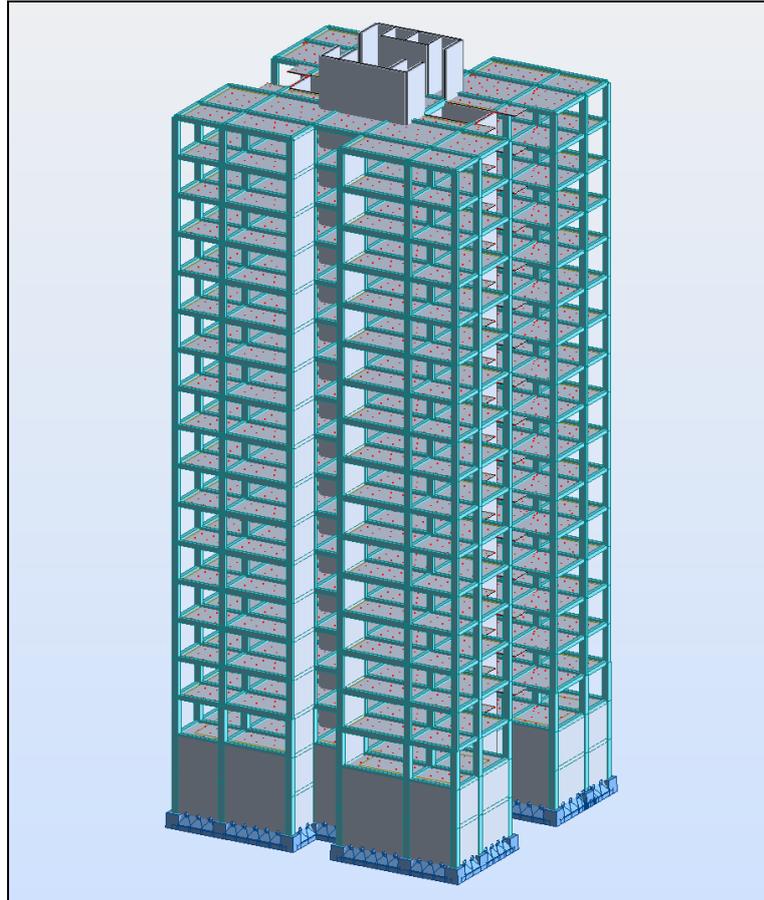


Figure V-1 : Vue en 3D du bâtiment avec Autodesk ROBOT.

V.3 Méthode de calcul

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies (vu l'irrégularité de la structure), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale. Cette dernière méthode d'après le RPA99 ver2003 peut être utilisée dans tous les cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

V.4 Spectre de réponse de calcul

Le calcul des forces sismiques pour notre structure a été mené suivant la méthode d'analyse modale spectrale qui est obligatoire pour notre cas vu l'irrégularité de la structure. Le principe est de rechercher 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.

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

D'après le RPA99 ver2003 les paramètres relatifs à notre structure sont comme suit :

- Facteur A : Coefficient d'accélération de zone = 0,25
- Facteur R : Facteur de comportement global de la structure = 4
- Facteur Q : Facteur de qualité = 1,05
- Coefficient d'amortissement $\xi = 10 \%$
- Périodes caractéristiques $T_1 = 0.15\text{s}$; $T_2 = 0.50\text{s}$ (Site S3)
- η : facteur de correction d'amortissement = $\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} = 0,8$

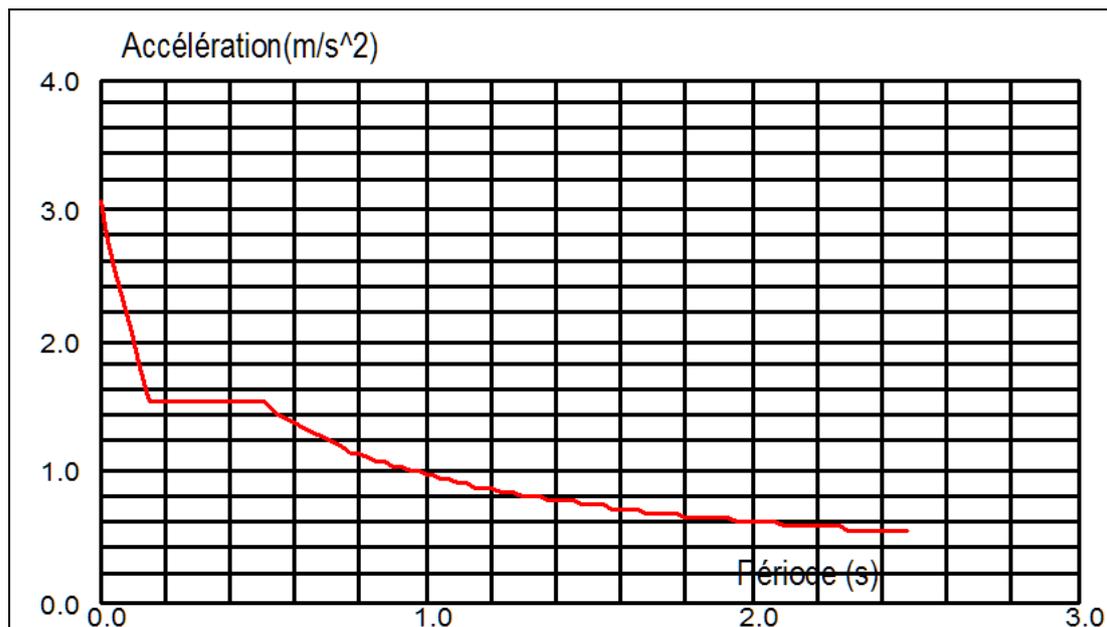


Figure V-2 : Spectre de réponse de calcul.

V.5 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins 90% de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes retenus ont une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale.

Le minimum de modes à retenir est de 3 ;

Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \geq 0,2 \text{ s}$$

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol;

T_K : Période du mode K

Pour notre cas, nous avons considéré 40 modes.

Tableau V.1 : Participation de la masse modale.

Modes	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Modes	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,95	1,05	0,00	57,80	21	29,52	0,03	84,63	87,36
2	1,54	0,65	57,88	57,80	22	31,34	0,03	85,91	87,36
3	1,81	0,55	57,92	57,80	23	32,27	0,03	85,91	88,07
4	3,89	0,26	57,92	73,33	24	32,30	0,03	85,91	88,82
5	5,43	0,18	57,99	73,33	25	33,21	0,03	85,91	89,48
6	6,08	0,16	74,60	73,33	26	33,79	0,03	86,17	89,48
7	8,15	0,12	74,60	78,05	27	34,88	0,03	86,17	89,48
8	9,17	0,11	74,60	78,05	28	34,93	0,03	86,17	89,79
9	12,63	0,08	79,55	78,08	29	35,46	0,03	87,16	89,79
10	12,69	0,08	79,61	80,92	30	37,17	0,03	87,16	89,79
11	12,93	0,08	79,63	80,92	31	37,37	0,03	87,16	91,00
12	16,55	0,06	79,63	80,92	32	37,82	0,03	87,16	91,46
13	17,59	0,06	79,63	83,15	33	38,75	0,03	87,39	91,46
14	19,25	0,05	82,57	83,15	34	39,22	0,03	87,39	91,46
15	20,09	0,05	82,57	83,15	35	40,04	0,02	88,83	91,46
16	22,70	0,04	82,57	85,22	36	40,86	0,02	88,83	91,46
17	23,42	0,04	82,57	85,22	37	40,94	0,02	88,83	91,72
18	25,83	0,04	84,63	85,22	38	42,03	0,02	88,83	92,54
19	26,54	0,04	84,63	85,22	39	42,27	0,02	88,83	92,54
20	27,77	0,04	84,63	87,36	40	43,78	0,02	90,44	92,54

V.6 Combinaisons des modes

La méthode la plus conservatrice utilisée pour estimer la valeur maximale d'un déplacement ou d'une force dans une structure est la méthode ABS (la somme des valeurs absolues des réponses modales). Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales se produisent en même temps.

Une autre approche très commune, c'est d'utiliser la méthode SRSS (la racine carrée de la somme des carrés) avec les valeurs modales maximales des déplacements ou des forces. Cette méthode suppose que toutes les valeurs modales maximales sont statistiquement indépendantes.

Pour des structures en trois dimensions, où plusieurs fréquences sont identiques, cette supposition n'est pas justifiée.

Une autre méthode recommandée est la méthode CQC (combinaison quadratique complète), qui est basée sur la théorie des vibrations aléatoires. La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule :

$$F = \sum_m \sum_n (f_n) \cdot (\rho_{mn}) \cdot (f_m)$$

Avec :

f_n : Force modale associée au mode n;

ρ_{mn} : Coefficient modal de CROSS pour la méthode CQC avec un amortissement ξ constant.

Le logiciel Autodesk Robot combine les modes de vibration par la CQC.

V.7 Combinaisons des réponses modales

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$).

Vérifie :

$$r \leq \left(\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}} \right)$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considérée ;

E_i : valeur modale de E selon le mode i ;

K : nombre de modes retenus.

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

E : Résultante de l'effet considéré.

E_i, E_j : effets considérés pour les modes i, j respectivement.

V.8 Combinaisons des réponses modales

Les centres de torsion et de masse pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Centres et excentricités de la structure.

Etage	Centre de gravité [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité accidentelle [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité de calcul [m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
/										
SS2	22,15	21,45	22,16	21,50	1,19	1,12	0,013	0,054	1,203	1,174
SS1	22,15	21,45	22,21	21,58	1,19	1,12	0,061	0,133	1,251	1,253
RDC	22,15	21,45	22,17	21,50	1,19	1,12	0,026	0,059	1,216	1,179
1	22,15	21,45	22,19	21,52	1,19	1,12	0,040	0,070	1,230	1,190
2	22,15	21,45	22,21	21,52	1,19	1,12	0,065	0,078	1,255	1,198
3	22,15	21,45	22,18	21,51	1,19	1,12	0,037	0,068	1,227	1,188
4	22,15	21,45	22,17	21,51	1,19	1,12	0,026	0,067	1,216	1,187
5	22,15	21,45	22,19	21,51	1,19	1,12	0,040	0,067	1,230	1,187
6	22,15	21,45	22,22	21,51	1,19	1,12	0,078	0,063	1,268	1,183
7	22,15	21,45	22,19	21,52	1,19	1,12	0,041	0,074	1,231	1,194
8	22,15	21,45	22,18	21,51	1,19	1,12	0,037	0,065	1,227	1,185
9	22,15	21,45	22,17	21,51	1,19	1,12	0,026	0,064	1,216	1,184
10	22,15	21,45	22,21	21,52	1,19	1,12	0,069	0,073	1,259	1,193
11	22,15	21,45	22,18	21,51	1,19	1,12	0,035	0,068	1,225	1,188
12	22,15	21,45	22,18	21,51	1,19	1,12	0,035	0,066	1,225	1,186
13	22,15	21,45	22,18	21,51	1,19	1,12	0,033	0,067	1,223	1,187
14	22,15	21,45	22,22	21,51	1,19	1,12	0,074	0,060	1,264	1,180
15	22,15	21,45	22,18	21,52	1,19	1,12	0,030	0,079	1,220	1,199
16	22,15	21,45	22,16	21,50	1,19	1,12	0,013	0,054	1,203	1,174

V.9 Caractéristiques dynamiques

Le (tableau V.I) résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

V.10 Vérifications

A) Vérification de la période :

La valeur de la période donnée par Autodesk Robot doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% ;

Avec :

$$T_{\text{empirique}} = \text{Min} (0,09 \times h_n / \sqrt{d} ; C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}) = 0,984 \text{ sec} ;$$

$T_{\text{numérique}} = 1,05 \text{ sec}$; cette condition est donc vérifiée.

B) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ' V '.

Si cette condition n'est pas vérifiée, on doit majorer l'effort tranchant à la base par le rapport : $0,8 V/V_t$

L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :

$$V_t = 0,8 V/V_t \times V_t$$

V : Effort tranchant à la base de la tour déterminé par la méthode modale spectrale à l'aide de 'Autodesk Robot'.

V_t : Effort tranchant à la base de la tour déterminé par la méthode statique équivalente calculé par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

W : poids total de la structure = 110571 KN.

Q : Facteur de qualité = 1,05.

R : Coefficient de comportement = 4.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen = 1,27.

A : Coefficient d'accélération de zone = 0,25.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que la vérification citée ci-dessus :

Tableau V.3 : Vérification de l'effort tranchant donné par Robot.

	V_{\max} [KN]	V_t [KN]		V/V_t		Coefficient de majoration		V_t majoré [KN]	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Effort tranchant à la base	9168	9687	7578	1,056	0,827	Non	Non	9687	7578

C) Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.

Pour un système de contreventement avec noyau central, le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

Cette vérification est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Vérification de la répartition des efforts dans la structure.

Élément	Effort tranchant repris [KN]	% d'effort tranchant repris
Poteaux	1015	10%
Voiles	8672	90%
Effort tranchant total à la base max [KN]	9687	/

D) Justification vis à vis de l'effet P- Δ :

L'effet P-delta est un effet non linéaire (effet de 2^{ème} ordre) qui se produit en chaque structure où les éléments de la structure sont soumis à des charges axiales. C'est un effet associée à l'importance de la charge axiale 'P' et le déplacement 'delta'. L'effet P-delta est aussi lié à :

- L'importance de la charge axiale P.
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans l'ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Pour considérer que l'effet P- Δ est négligeable on doit vérifier la rigidité de la structure, le RPA propose de vérifier cela à l'aide de l'inégalité suivante :

$$\theta_k = (P_k \times \Delta_k) / (V_k \times h_k) \leq 0,1$$

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

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k .

H_k : Hauteur de l'étage k .

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

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

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

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal de l'étage k .

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de la torsion).

R : coefficient de comportement de la structure.

Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, 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 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$ selon le RPA.

Si $0,2 \geq \theta_k$, la structure est instable et doit être redimensionnée.

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 99 version2003].

Tableau V.5 : Vérification de P-Δ et les déplacements relatifs entre étages.

Etage	V _k [KN]	δ _k [cm]	P _k [KN]	Δ _k [cm]	H _k [cm]	Δ _k /H _k (%)	θ _k
SS2	9686,95	0,053	110571,52	0,053	306	0,017	0,002
SS1	9556,33	0,214	97827,96	0,161	306	0,053	0,005
RDC	9355,78	0,633	89413,69	0,419	306	0,137	0,013
1	9187,11	1,276	83623,47	0,643	306	0,210	0,019
2	8973,87	2,043	77902,67	0,767	306	0,251	0,022
3	8722,1	2,901	72210,45	0,858	306	0,280	0,023
4	8428,42	3,828	66545,56	0,927	306	0,303	0,024
5	8088,59	4,81	60877,85	0,982	306	0,321	0,024
6	7708,79	5,836	55264,08	1,026	306	0,335	0,024
7	7279,12	6,892	49648,48	1,056	306	0,345	0,024
8	6805,1	7,967	44088,87	1,075	306	0,351	0,023
9	6275,4	9,051	38516,92	1,084	306	0,354	0,022
10	5695,91	10,139	32999,40	1,088	306	0,356	0,021
11	5052,96	11,218	27500,41	1,079	306	0,353	0,019
12	4339,79	12,282	22022,36	1,064	306	0,348	0,018
13	3544,66	13,328	16590,05	1,046	306	0,342	0,016
14	2643,08	14,353	11197,25	1,025	306	0,335	0,014
15	1573,71	15,359	5757,72	1,006	306	0,329	0,012
16	365,78	16,713	1359,64	1,354	306	0,442	0,016
Δ_k/H_k ≤ 1%							θ_k ≤ 0,1

L'effet P-Δ et les déplacements relatifs entre étages sont vérifiés.

a) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment renversant}} \geq 1,5$$

$$M_{\text{Renv}} = M_{\text{Fi/O}} = \sum_i^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{Stab}} = M_{\text{w/0}} = W \times b$$

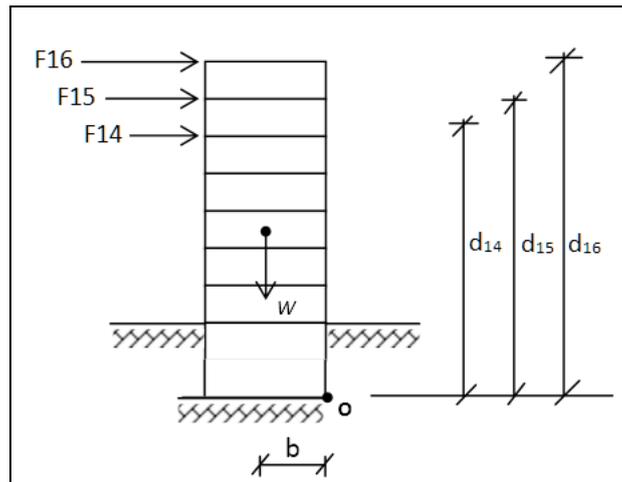


Figure V-3 : Schéma statique de la tour sous moments stabilisants et renversants.

Tableau V.6 : Vérification de la stabilité au renversement.

Direction X				Direction Y			
V_i [KN]	H_i [m]	F_i [KN]	M_i [KN.m]	V_i [KN]	H_i [m]	F_i [KN]	M_i [KN.m]
9356	1,53	171	262	7084	2	152	232
9185	4,59	210	963	6932	5	194	889
8975	7,65	255	1948	6738	8	227	1735
8720	10,71	291	3113	6511	11	266	2851
8430	13,77	342	4706	6245	14	292	4026
8088	16,83	378	6367	5953	17	311	5231
7709	19,89	430	8561	5642	20	325	6456
7279	22,95	474	10872	5317	23	337	7723
6805	26,01	529	13764	4981	26	357	9291
6276	29,07	580	16872	4624	29	384	11165
5696	32,13	642	20617	4239	32	431	13841
5054	35,19	715	25153	3809	35	492	17297
4339	38,25	793	30323	3317	38	568	21739
3547	41,31	904	37329	2749	41	663	27379
2643	44,37	1067	47326	2086	44	802	35574
1576	47,43	1210	57413	1284	47	958	45440
366	51,03	366	18666	326	51	326	16650
$M_{renv} = 304256 \text{ KN.m}$				$M_{renv} = 227519 \text{ KN.m}$			
$M_{stab} = 1343444 \text{ KN.m}$				$M_{stab} = 1266044 \text{ KN.m}$			
$M_{stab}/M_{renv} = 4,42$				$M_{stab}/M_{renv} = 5,56$			

La structure est stable, donc il n'y a pas de risque de renversement.

V.11 Conclusion

Notre structure est considérée comme un immeuble de grande hauteur, et pour cela nous avons vérifié les instabilités possibles et les vérifications demandées par les règlements.

La méthode spectrale modale nous a permis d'avoir le comportement de la structure et aussi de déterminer les efforts repris par chaque élément.

La structure est stable et c'est ainsi que nous allons dimensionner les éléments structuraux dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE VI
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé C.B.A.93, R.P.A.99/V2003 et BAEL.

Les règles C.B.A.93 «Règles de conception et de calcul des structures en béton armé» ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2 Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

En considérant les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant

VI.2.1 Combinaisons de charges

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 :
- E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- Selon RPA 99/03 : Situation accidentelle :
 - G+Q+E
 - 0.8G±E

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

VI.2.2 Recommandation du RPA 99/03

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$A_s / (b.h) < \%$ en zone courante.

$A_s / (b.h) < 6\%$ en zone recouvrement.

$A_s / (b.h) > 0,9 \%$ (zone III).

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Remarque :

Pour le ferraillement des poteaux on adopte le même ferraillement pour chaque trois à quatre niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 : SS2 → 1^{er} Etage ;
- Zone 2 : 2^{ème} Etage → 5^{ème} Etage ;
- Zone 3 : 6^{ème} Etage → 9^{ème} Etage ;
- Zone 4 : 10^{ème} Etage → 12^{ème} Etage ;
- Zone 5 : 13^{ème} Etage → 15^{ème} Etage.

VI.2.3 Résultats donnés par Autodesk Robot

Les résultats des efforts internes et le ferraillement des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel Autodesk Robot sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Tableau 0.1 : Résultats du ferraillement des poteaux les plus sollicités.

Niveaux	Section	N_{max} [KN]	$M_{corresp}$ [KN.m]	M_{max} [KN.m]	$N_{corresp}$ [KN]	N_{min} [KN]	$M_{corresp}$ [KN.m]	$A_{s,max}$ [cm ²]	A_s RPA [cm ²]	A_s
Zone 1	50x50	2862	20	130	1634	-108	38	3,39	11,25	4 HA20
Zone 2	45x45	2215	26	107	994	-58	31	2,57	9,11	3 HA20
Zone 3	40x40	1496	24	116	524	-44	25	2.46	7,2	3 HA20
Zone 4	35x35	903	20	111	270	-30	17	5.7	5,51	3 HA20
Zone 5	30x30	471	15,5	117	4	-21	7	11.17	4,05	4 HA20

VI.2.4 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{s,\min} \geq 0,23 (f_{t28}/f_c) b_0 d = 2,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5 Armatures transversales

On prend l'effort tranchant maximum et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 56 \text{ KN}$$

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{0,056}{0,5 \times 0,48} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{b,\text{adm}} = \min (0,2 f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau_{b,\text{adm}} ; \text{Condition vérifiée.}$$

B) Calcul des armatures transversales:

Selon RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t/S_t = (\rho_a \times V_u)/(h_1 \times f_e)$$

Avec :

$V_u = 56 \text{ KN}$: Effort tranchant de calcul ;

$h_1 = 0,5 \text{ m}$: hauteur totale de la section brute ;

$\rho_a = 2,5$ (RPA) : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

S_t : espacement entre armatures transversales ;

A_s : armatures transversales ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$: limite élastique des aciers.

On pose $A_s = 4 \text{ HA8}$;

Ce qui nous donnera : $S_t = 28,7 \text{ cm}$.

On prendra :

$S_t = 10 \text{ cm}$ pour les zones nodales.

$S_t = 15 \text{ cm}$ pour les zones courantes.

➤ **Vérification :**

Espacement minimal selon RPA99/03 :

- Zone nodale : $S_t \leq 10$ cm en zone IIb et III
- Zone courante : $S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\varnothing) = 16$ cm

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Résultats du ferrailage transversal :**

Tableau 0.2 : Ferrailage transversal.

Zone	Section (cm)	Barres transversales	S_t en zone nodale (cm)	S_t en zone courante (cm)
1	50×50	4 HA8	10	15
2	45×45	4 HA6	10	15
3	40×40	4 HA6	10	15
4	35×35	4 HA6	10	15
5	30×30	4 HA6	10	15

VI.3 Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes:

Tableau 0.3 : Caractéristiques sous situations accidentelle et durable.

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1,5	1,15	25	14,16	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,48	400	400

VI.3.1 Combinaisons des charges

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

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

$$Q+G+E$$

$$0,8G-E$$

VI.3.2 Recommandation du RPA99

- Armatures longitudinales.

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre est de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 50ϕ (zone III).
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

- Armatures transversales.

- La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t=0.03 S.d$.
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum $(h/4 ; 1,2\phi)$.
 - En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

VI.3.3 Résultats du ferrailage

Le tableau suivant résume les sollicitations les plus défavorables obtenues par Autodesk Robot selon les différentes combinaisons, ainsi que le ferrailage correspondant :

Tableau 0.4 : Ferrailage des poutres.

Poutres	Moment [KN.m]	Combinaisons	As [cm ²]	As RPA [cm ²]	As adopté [cm ²]
30x45	-174	1,35G+1,5Q	13,32	6,75	5 HA20
	69	0,8G-Ey	4,16	6,75	4 HA16
30x35	-71	G+Q+Ex	5,74	5,25	3 HA16
	36	1,35G+1,5Q	3,27	5,25	3 HA16
30x30	-114	G+Q+Ey	12,05	4,5	4 HA20
	23	1,35G+1,5Q	2,45	4,5	3 HA16

- Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq 0,23 (f_{t28}/f_e) b_0 d = 1,55 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pourcentage d'acier exigé par RPA99/03 :

$A_{min} > 0.5\% .b.h$ est vérifiée dans toutes les sections dans le tableau ci-dessus.

VI.3.4 Armatures transversales

On adopte une section d'armatures $A_t = 4 \text{ } \varnothing 8$ inclinées de 90° et espacées de S_t qui se calcule comme suit :

$$S_t \leq \frac{A_t \frac{0,9 f_e}{\gamma_s}}{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b_0} = 0,265 \text{ m}$$

Avec :

$$\tau_u = V_u / (b_0 d)$$

Tableau 0.5 : Calcul de l'espacement des armatures transversales.

Section	$V_{u,max}$ [KN]	Combinaisons	τ_u [MPa]	S_t [cm]
30x45	193	G+Q+Ex	1,42	26,5
30x35	73	1,35G+1,5Q	0,7	234
30x30	92	G+Q+Ex	1,02	42

$$\tau_{b,adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

VI.3.4.1 Vérifications :

A) RPA :

Les conditions sont :

- $A_s \geq 0,003 s b$;
- $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing)$ en zone nodale ;
- $S_t \leq (h/2)$ en zone courante.

Avec :

S_t : Espacement entre barres transversales ;

B : Largeur de la poutre ;

h : Hauteur de la poutre ;

\varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

B) BAEL :

Les conditions sont :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$A_t \times f_e \geq 0,4 (b_0 \times S_t)$$

Après vérification, nous avons adopté :

Tableau 0.6 : Ferrailage transversal des poutres.

Poutre	Espacement max zone nodale [cm]	Espacement max zone courante [cm]	Ferrailage adopté
30x45	5	10	4 HA8
30x35	8	15	4 HA8
30x30	8	15	4 HA8

VI.4 Ferrailage des voiles

VI.4.1 Conditions du RPA

VI.4.1.1 Conditions du ferrailage transversal

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99/Version2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être menues de crochets.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.
- L'espacement entre barres : $S_t \leq (1,5a ; 30\text{cm})$.

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d.

$$\text{Avec : } d \leq \text{Min} \left(\frac{h}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

l' : La longueur de la zone comprimée.

h : La hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On va utiliser la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- **1^{er} cas :**

$(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/03 ($A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$).

- **2^{ème} cas :**

$(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue \Rightarrow On calcule le volume des contraintes de traction F_t .

D'où la section des armatures verticales : $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare avec le minimum exigé par le RPA 99/03.

- **3^{ème} cas :**

$(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signes différents \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la zone tendue par la méthode de Navier.

VI.4.1.2 Conditions du ferrailage horizontal

Ces armatures doivent supportés l'effort tranchant appliqué sur le voile.

Selon le RPA 99/03 :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{ad} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}}$$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9 \times h$: hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- La section minimale est de 0.15% de la section du béton ;

- Le diamètre minimal des barres est de 10 mm ;
- L'espacement entre barres : $S_t \leq (1,5a ; 30\text{cm})$.

VI.4.1.3 Conditions du ferrailage transversal

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

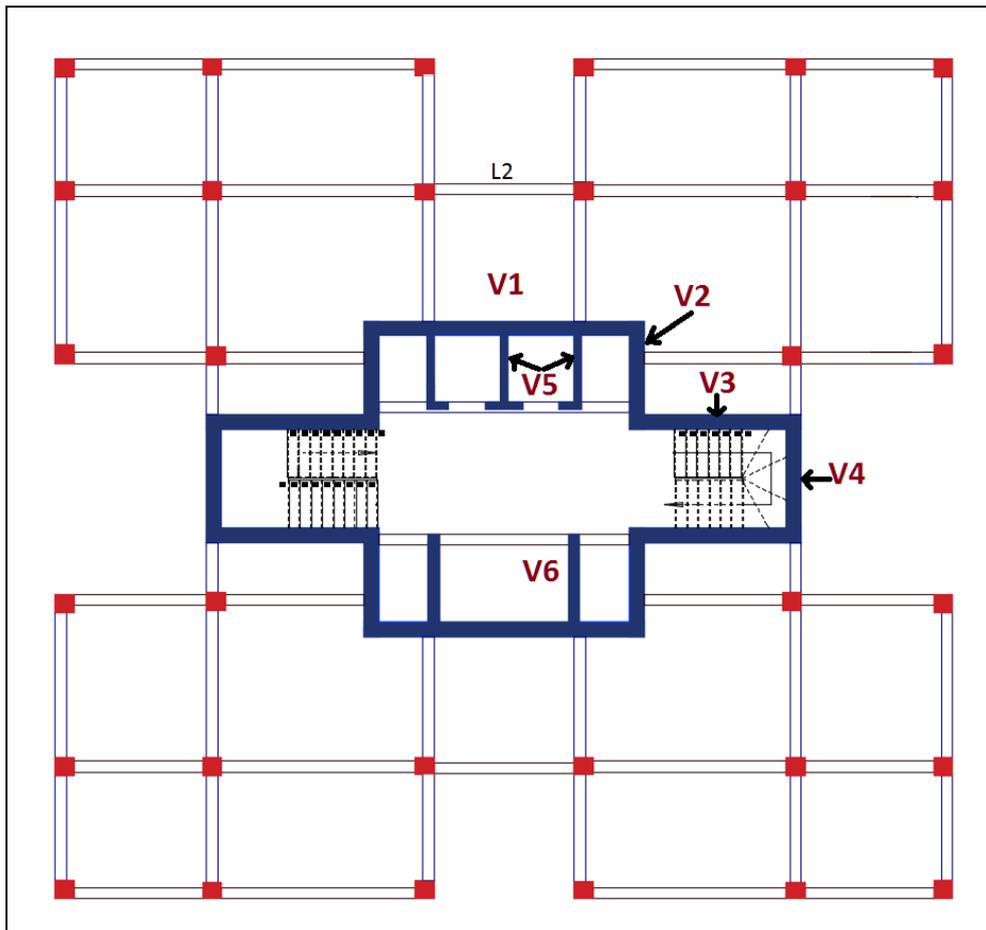


Figure 0-1 : Numérotation des voiles.

VI.4.2 Ferrailage vertical

Tableau 0.7 : Ferrailage des voiles.

Voile	e [cm]	L [m]	N [KN]	M [KN.m]	A _{s,calculée} [cm ²]	A _{s,min} [cm ²]	A _s Adoptée/ml/Face	Espacement [cm]	
								Zone nodale	Zone courante
V1	40	4,5	-4059	174	27,59	36	24 HA14	15	20
V2	40	2,8	3526	190	22,4	22,4	16 HA14	15	20
V3	40	4,5	3661	280	36	36	24 HA14	15	20
V4	40	3	-4263	89	22,97	24	16 HA14	15	20
V5	20	2,2	-1358	16	8,77	8,8	12 HA10	15	20
V6	40	2,3	-2807	122	12,24	18,4	12 HA14	15	20

VI.4.3 Ferrailage horizontal

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{ad} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

\bar{T} : Effort tranchant majoré = 1,4×T

h : hauteur totale de la section brute.

Z : hauteur utile = 0.9×h

b : épaisseur du voile.

Tableau 0.8 : Vérification au cisaillement.

Voile	e [cm]	L [m]	V [KN]	τ_b [MPa]
V1	40	4,5	523	0,291
V2	40	2,8	601	0,537
V3	40	4,5	224	0,124
V4	40	3	213	0,178
V5	20	2,2	64	0,145
V6	40	2,3	117	0,127

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. On prend donc le minimum recommandé par le RPA 99/03 :

$$A_{t,min} = 0,15\% \times b \times h$$

Tableau 0.9 : Ferrailage horizontal des voiles.

Voile	e [cm]	L [m]	A _{s,min}	A _s /ml/Face	S _t [cm]
V1	40	4,5	27	4 HA12	25
V2	40	2,8	16,8	4 HA10	25
V3	40	4,5	27	4 HA12	25
V4	40	3	18	4 HA10	25
V5	20	2,2	6,6	2 HA10	25
V6	40	2,3	13,8	4 HA10	25

VI.4.4 Ferrailage des linteaux

Exemple de calcul du linteau du voile 1 :

Conformément au RPA99/03, les linteaux seront calculés sous la combinaison G+Q+E. Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison sont :

$$M = 240 \text{ KN.m} \quad ; \quad V = 630 \text{ KN.}$$

- Calcul des contraintes :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{ad} = \frac{1,4 \times 0,63}{0,4 \times 0,9 \times 0,96} = 2,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée.

On a : $0,06 f_{c28} \leq \tau_b$:

On dispose le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires (selon le RPA99/03).

- Armatures diagonales

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L}$$

Avec :

- $h = 0,96 \text{ m}$: hauteur du linteau;
 - $d' = 3 \text{ cm}$: distance d'enrobage;
 - $L = 1,1 \text{ m}$: longueur du linteau.
- $$\alpha = 39,9^\circ$$

D'où :

$$A_{D,calcul} = 12,3 \text{ cm}^2$$

- Section minimal (RPA99/03) :

$$A_{Dmin} = 0,15\% \times b \times h = 5,76 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_D = \text{Max} (A_{D,calcul}, A_{Dmin}) = 12,3 \text{ cm}^2 = 8 \text{ HA14}$$

- Armatures longitudinales

$$A_L = 0,15\% \times b \times h = 5,76 \text{ cm}^2 = 3 \text{ HA16}$$

- Armatures transversale

$$0,025 f_{c28} \leq \tau_b \quad \Rightarrow \quad A_t > 0,25\% \times b \times S_t$$

$$S_t < h/4 = 24 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t > 1,5 \text{ cm}^2 = 2 \text{ HA10}$$

- Armatures de peau

$$A_c = 0,2\% \times b \times h = 7,68 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA14}$$

Tableau 0.10 : Armatures diagonales du linteau.

Linteau	V [KN]	H [m]	τ_b [MPa]	α [Degré]	A_D [cm ²]	Ferrailage
V1	630	0,96	2,55	39,9	12,3	8 HA14
V4	450	0,96	1,82	39,9	8,77	6 HA14
V5	260	1,55	2,1	51,4	9,3	8 HA14

Tableau 0.11 : Armatures du linteau.

Linteau	V [KN]	H [m]	A_l [cm ²]	Ferrailage	A_t [cm ²]	S_t [cm]	Ferrailage	A_c [cm ²]	Ferrailage
V1	630	0,96	5,76	3 HA16	1,5	15	2 HA10	7,68	6 HA14
V4	450	0,96	2,88	2 HA14	1	20	2 HA8	3,84	4 HA 12
V5	260	1,55	9,3	5 HA16	1,5	15	2 HA10	12,3	8 HA14

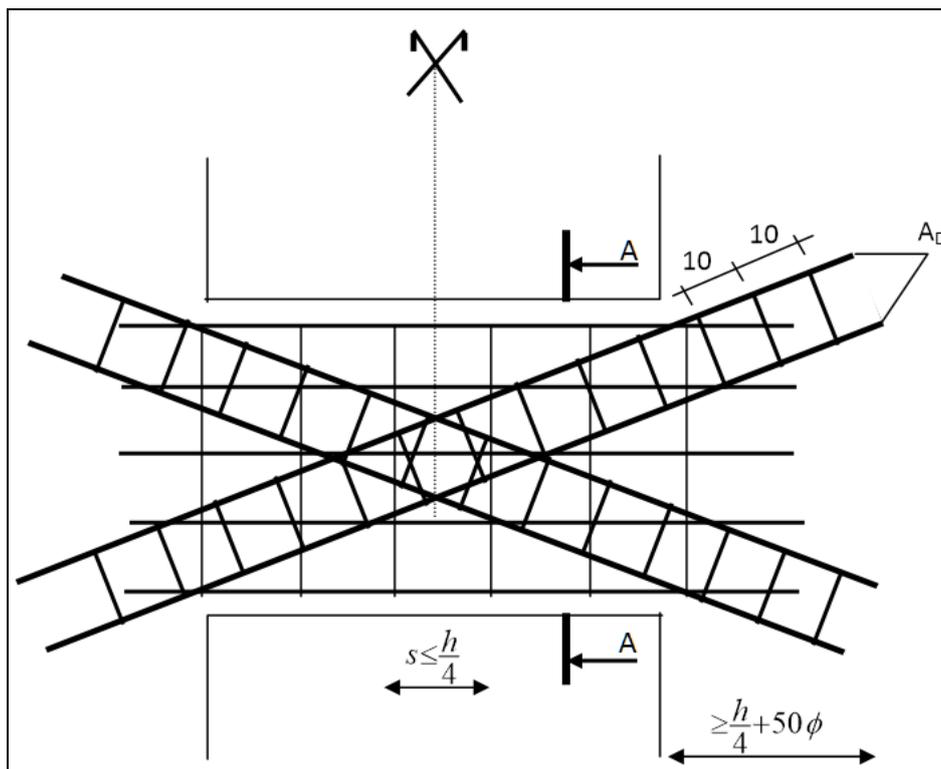


Figure 0-2 : Coupe longitudinale du linteau.

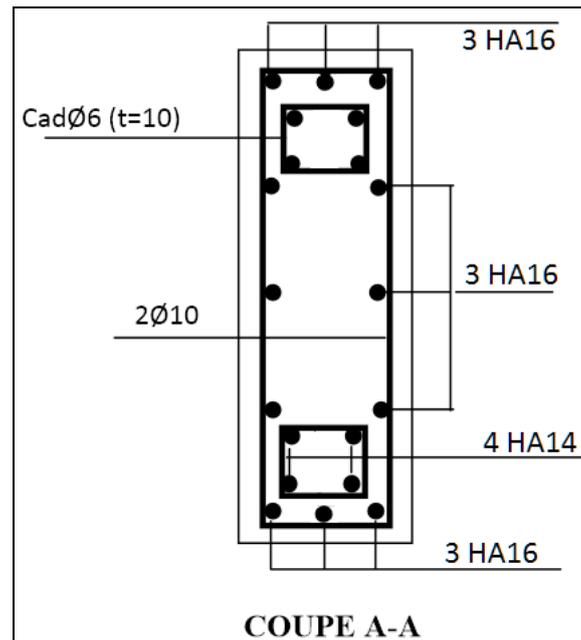


Figure 0-3 : Coupe transversale du linteau.

VI.5 Infrastructure

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, 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.

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 :

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

Dans notre structure, l'étude géotechnique a été faite par un laboratoire spécialisé, le site a été défini comme meuble (S3) nécessitant des pieux à 25m de profondeur.

VI.6 Conclusion

Les éléments structuraux sont les pions de la structure, ils participent à la stabilité de la structure vis-à-vis du poids propre et des sollicitations extérieures (Charges d'exploitation, séisme, vent...).

Le dimensionnement de la structure a été fait conformément aux différents règlements de calcul (RPA99/03, CBA 93, BAEL...).

CONCLUSION GENERALE

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

J'ai tenu compte de la réglementation en vigueur et en utilisant les logiciels de calculs qui sont devenus des outils indispensables pour l'étude des ouvrages.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibration, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

La réduction des efforts sur chaque élément nous a permis de dimensionner les éléments structuraux et les rendant ainsi résistants aux sollicitations dynamiques ce qui rendra la structure parasismique.

Le calcul d'une structure aussi importante était un défi que j'ai pu relever grâce à l'aide des encadreurs, la consultation d'ouvrages et l'utilisation de l'outil informatique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements et ouvrages

- [1] RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [2] CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [3] DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.
- [5] RNV99 (Règles neige et vent), 1999. Groupe de coordination des textes techniques.
- [6] THONIER, Henry. Conception et calcul des structures de bâtiment tomes 1-2-3-4 (Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées), 1992.1660p.ISBN 2-85978-265-6.
- [7] ALBIGES, GOULET. Contreventement des bâtiments (Centre des hautes études de la construction), 1963.64p.
- [8] DAVIDOVICI, Victor. Formulaire du béton armé (Le Moniteur), 1995.320p.ISBN 2-281-11155-5.
- [9] COIN André. Ossatures des bâtiments (Cours CHEC section CHEBAP), 1999.293p.ISBN 2-212-07507-3.
- [10] PAILLE, Jean-Marie. Calcul des structures en béton (Edition Eyrolles), 2009.619p.ISBN 978-2-12-273111-6.

Cours

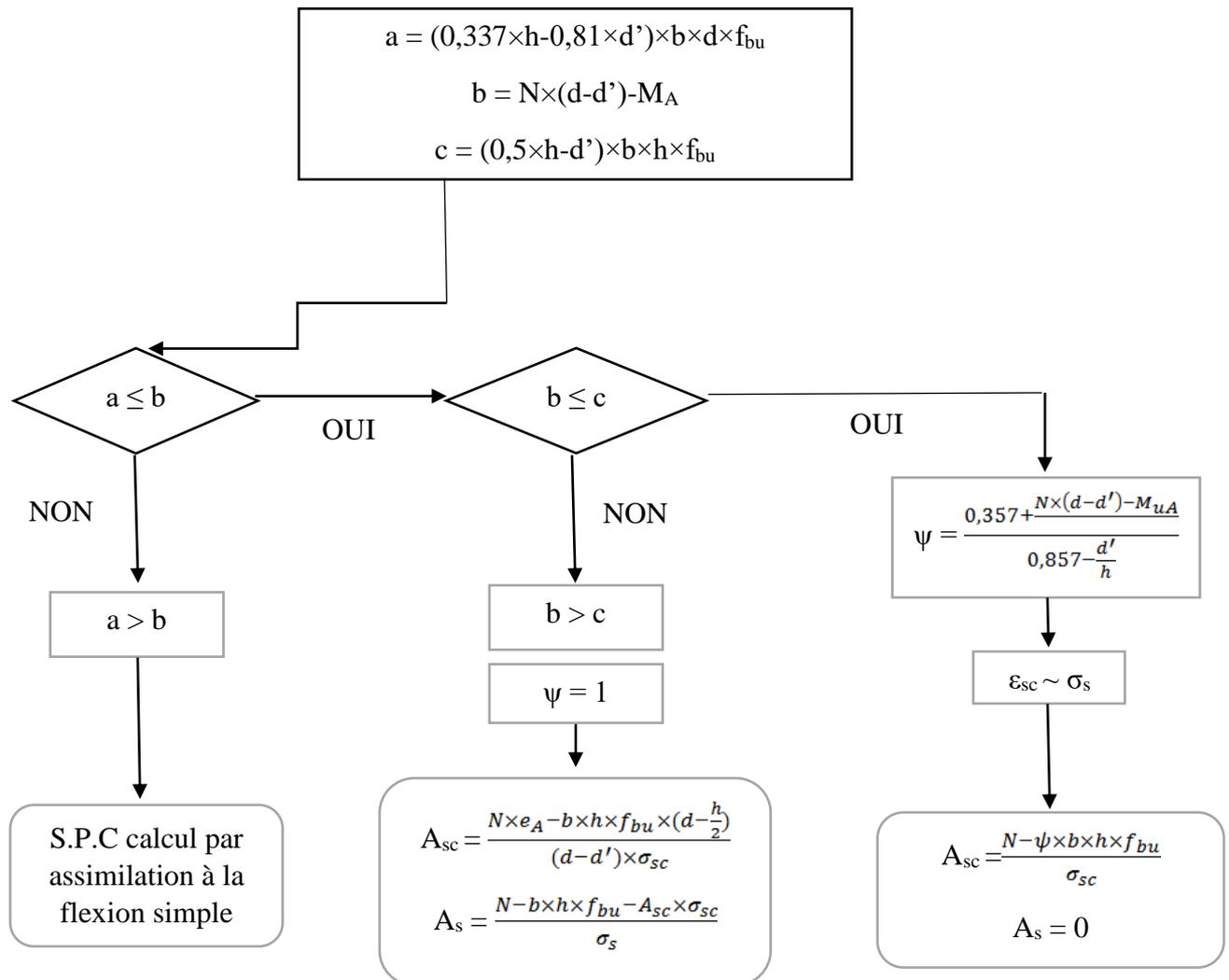
- [11] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr BOUTEMEUR.
- [12] Cours de techniques de recherches et de communications de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr KETTAB.

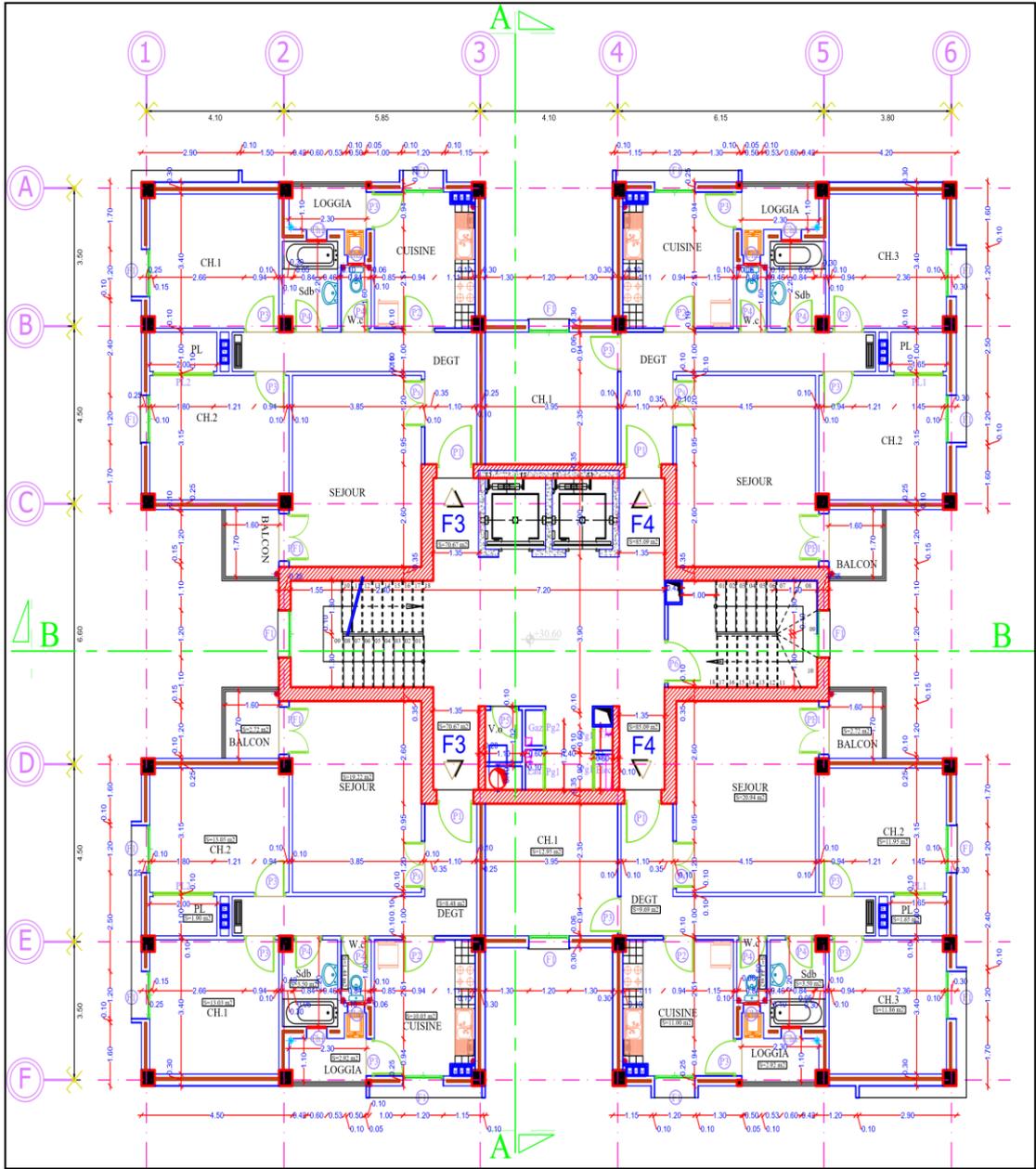
Logiciels

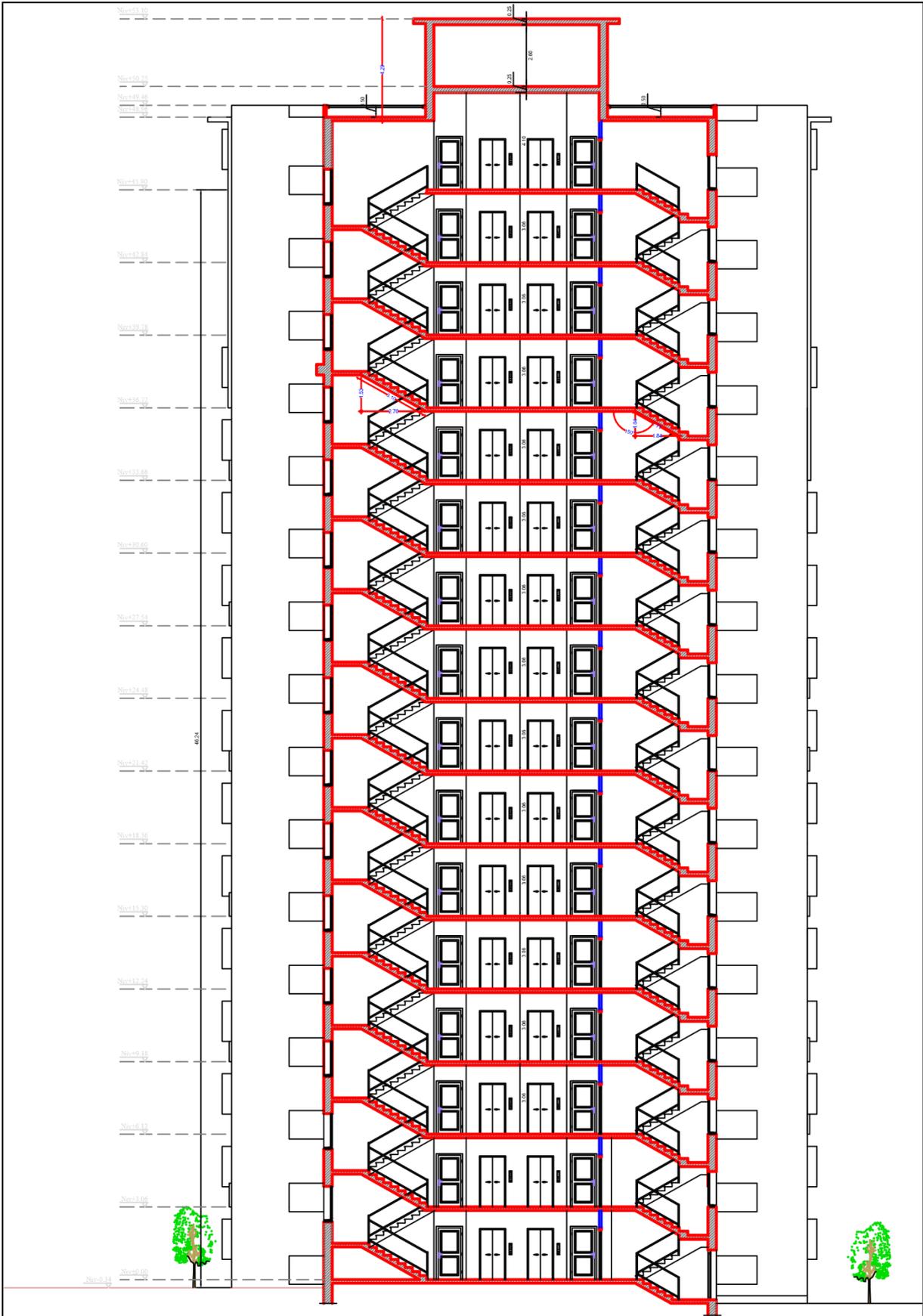
- [13] Autodesk Robot Analysis 2014.
- [14] Autodesk Autocad 2016.
- [15] Autodesk Expert.
- [16] Microsoft Office Excel 2013.

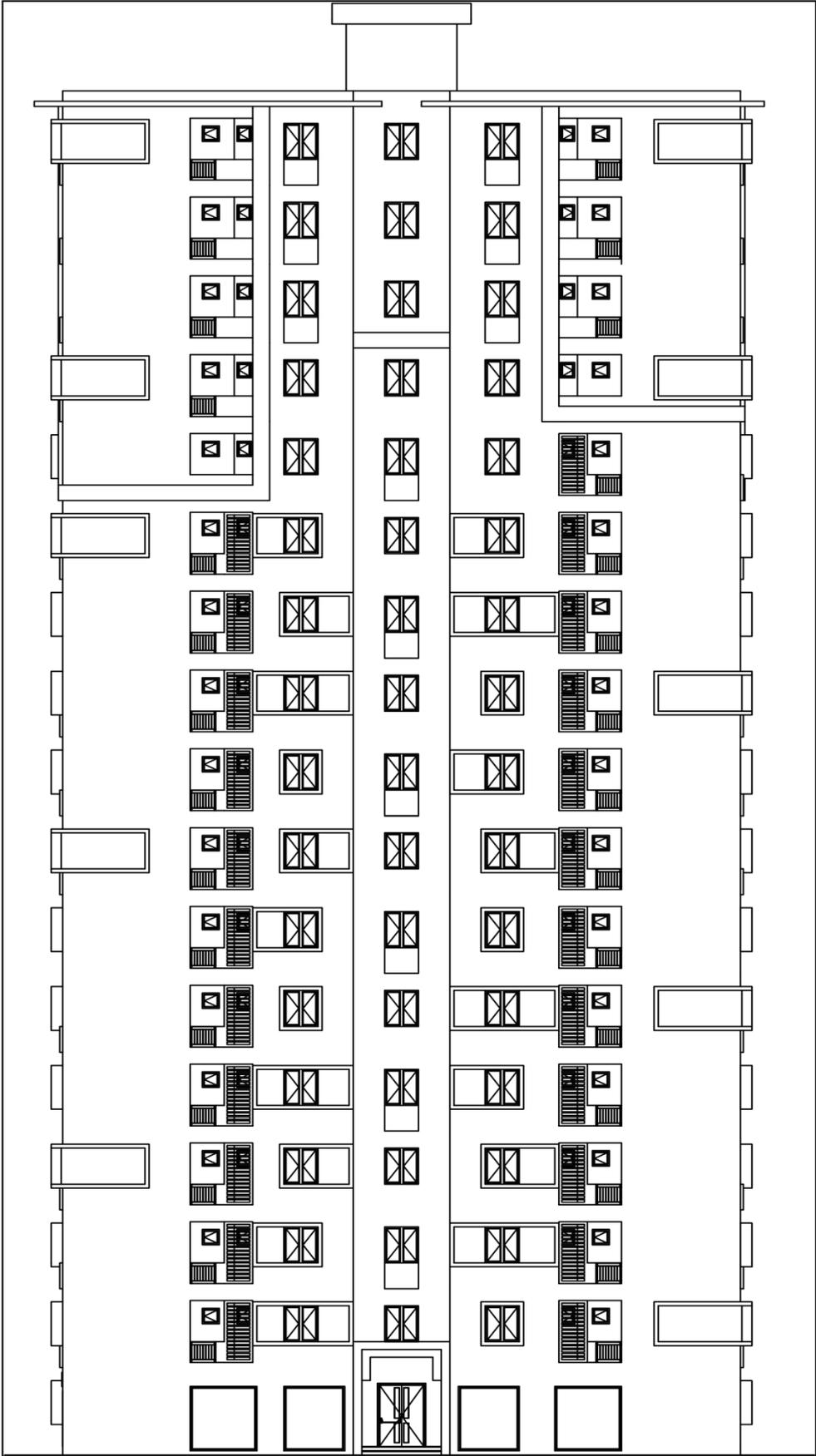
ANNEXE

Organigramme de la flexion composée à l'ELU









FACADE PRINCIPALE



533 Places de parking