

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 de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vue d'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude d'un bâtiment R+12+2 S/Sols
à usages multiples

Présenté par :

M. Mokrane BALA

M. Mohamed ZAROUR

Dirigé par :

M^{me}. A.CHIKH

Proposé par :

BET Technique & Architecture

Promotion : juin 2012

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)

Tel: 213 21 52 53 01/03-Fax: 213 21 59 29/73

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من طابقين تحت الأرض، طابق أرضي، و اثنتي عشر طابق والواقعة في ولاية البليدة التي تصنف منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. لقد تم التصميم وفقا للقوانين و المعايير المطبقة في الجزائر (RPA99/2003, CBA93, BAEL91) مقاومة البنائة محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة، عارضات و جدران). الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج SAP2000 V 14.2.2.
كلمات مفتاحية
خرسانة مسلحة، تدعيم مختلط، أعمدة، عارضات، جدران، دراسة ديناميكية.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de deux sous-sols, un rez-de-chaussée et douze étages, implantée à la wilaya de Blida qui est classée comme une zone de forte sismicité. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91), la résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques et voiles). L'étude dynamique a été faite à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, poteaux, poutres, voiles, étude dynamique.

Abstract

The goal of this work is the study of a concrete reinforced structure with, composed of two underground floors, ground floor, and twelve stages, implanted in Blida which is classed as a high seismic zone. The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99/2003, CBA93, and BAEL91), the resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frames and shells). The dynamic analysis has been done by the use of SAP2000 V14.2.2.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, columns, beams, shells, dynamic analysis.

Rmerciements

Tout d'abord, à DIEU merci, le Clément et Miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Mme CHIKH Aicha pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail.

Nous ne manquerons pas de remercier vivement M. GHENAIA Abdenour, Ingénieur du bureau d'études, pour son suivi et de nous avoir transmis sa passion et sa vision du métier d'ingénieur.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de mon grand-père "Rahimaho Allah"

Ma très chère grand-mère

Mes chers parents

Mes frères : Aziz et Bouzid

Mes sœurs : Leila, Fella et Nada

Toute la famille ZAROUR

Mes amis sans exception

Mohamed

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents

Mes très chers frères, ma belle sœur et à ma petite nièce

Toute ma famille

Tous mes amis

Mokrane

Table des matières

Table des matières	v
Table des figures	vii
Liste des tableaux	ix
Abréviations	x
Symboles	xi
Introduction	xiv
1 Présentation du projet	1
1.1 Présentation de l'ouvrage	1
1.1.1 Dimensions en plan	2
1.1.2 Dimensions en élévation	3
1.1.3 Système structural	3
1.2 Les matériaux	3
1.2.1 Le béton	3
1.2.1.1 Résistance à la compression	4
1.2.1.2 Résistance à la traction	4
1.2.1.3 Contraintes limites	4
1.2.1.4 Modules de déformation longitudinale	5
1.2.2 L'acier	6
1.2.2.1 Contraintes limites	6
1.3 Les règlements utilisés	7
1.4 Caractéristiques du sol d'assise	7
2 Prédimensionnement et descente de charges	8
2.1 Prédimensionnement des planchers	8
2.1.1 Plancher à corps creux	8

2.1.2	Dalles pleines	9
2.1.2.1	Résistance au feu	9
2.1.2.2	Résistance à la flexion	9
2.1.2.3	Isolation acoustique	10
2.2	Prédimensionnement des poutres	10
2.2.1	Poutres porteuses (ou principales)	11
2.2.2	Poutres secondaires	11
2.3	Descente de charges	12
2.3.1	Plancher terrasse inaccessible	12
2.3.2	Plancher terrasse accessible	12
2.3.3	Plancher étage courant	13
2.3.4	Acrotère pour la terrasse inaccessible	13
2.3.5	Murs extérieurs	14
2.3.6	Balcons	14
2.3.7	Garde-corps (épaisseur 10cm)	14
2.4	Prédimensionnement des poteaux	14
2.4.1	Surcharges revenant au poteau	14
2.4.2	Calcul des sections des poteaux	15
2.5	Prédimensionnement des voiles	18
3	Dimensionnement des éléments non structuraux	21
3.1	Les escaliers	21
3.1.1	Caractéristiques géométriques	21
3.1.2	Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire	23
3.1.3	Evaluation des charges et surcharges	23
3.1.3.1	Paillasse	23
3.1.3.2	Palier	23
3.1.4	Combinaisons d'actions	23
3.1.5	Sollicitations	24
3.1.6	Calcul du ferrailage	25
3.2	Acrotère	26
3.2.1	Sollicitations de calcul	27
3.2.2	Ferrailage	28
3.3	Calcul des dalles	30
3.3.1	Dalles de balcons	30
3.3.1.1	Combinaison des charges	30
3.3.1.2	Sollicitations de calcul	30
3.3.1.3	Calcul du ferrailage	31

3.3.2	Dalles des escaliers	31
3.3.2.1	Evaluation des charges	32
3.3.2.2	Sollicitations de calcul	32
3.3.2.3	Calcul de ferrailage	33
3.3.2.4	Vérification au cisaillement	33
3.4	Planchers à corps creux	33
3.4.1	Calcul des poutrelles	34
3.4.1.1	Avant coulage	35
3.4.1.2	Après coulage	36
3.4.2	Table de compression	40
4	Étude dynamique	41
4.1	Objectifs de l'étude dynamique	41
4.2	Choix de la méthode	41
4.3	Méthode dynamique modale spectrale	42
4.3.1	Spectre de réponse	42
4.3.2	Nombre de modes à considérer	43
4.3.3	Combinaison des réponses modales	44
4.4	Modélisation de la structure	44
4.5	Disposition des voiles	46
4.6	Résultats et observations de l'analyse modale	47
4.7	Vérifications	48
4.7.1	Vérification de la période	48
4.7.2	Vérification de la résultante des forces sismiques	48
4.7.3	Vérification des déplacements latéraux inter- étages	49
4.7.4	Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	50
4.7.5	Vérification au renversement	51
5	Ferrailage des éléments structuraux	52
5.1	Ferrailage des poteaux	52
5.1.1	Combinaisons des charges	52
5.1.2	Recommandations du RPA 99/version 2003	53
5.1.3	Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000	54
5.1.4	Ferrailage adopté pour les poteaux	55
5.1.5	Armatures transversales	55
5.2	Ferrailage des poutres	57
5.2.1	Recommandations du RPA 99/version 2003	57
5.2.2	Ferrailage adopté pour les poutres	58

5.2.3	Armatures transversales	58
5.2.4	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis . .	60
5.3	Ferraillage des voiles	60
5.3.1	Voiles pleins et trumeaux	60
5.3.1.1	Ferraillage vertical	61
5.3.1.2	Ferraillage horizontal	63
5.3.2	Ferraillage des linteaux	65
5.3.2.1	Sollicitations	65
5.3.2.2	Contrainte de cisaillement dans les linteaux	65
6	Étude de l'infrastructure	67
6.1	Étude du voile Périphérique	67
6.1.1	Prédimensionnement	67
6.1.2	Modélisation et calcul du voile périphérique	68
6.2	Étude des fondations	69
6.2.1	Choix du type de fondations	69
6.2.2	Caractéristiques géométriques du radier	70
6.2.3	Calcul de l'épaisseur du radier	71
6.2.3.1	Condition forfaitaire	71
6.2.3.2	Condition de non cisaillement	71
6.2.3.3	Condition de rigidité	71
6.2.4	Vérifications du radier	72
6.2.4.1	Vérification à l'effet de sous-pression	72
6.2.4.2	Vérification au poinçonnement	72
6.2.4.3	Vérification de la stabilité au renversement	73
6.2.4.4	Vérification des contraintes à l'ELS	73
6.2.5	Ferraillage du radier	74
6.2.6	Ferraillage des nervures	75
6.2.7	Etude du débord du radier	77
	Conclusion	78
	Bibliographie	79
	Annexe	79
	A Plans d'architecture	80
	B Descente de charges	86

C Organigrammes de dimensionnement	93
D Calcul des dalles	97

Table des figures

1.1	Plan de masse	2
1.2	Plan étage courant à usage d'habitation	2
1.3	Façades principale et postérieure	3
1.4	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU	4
1.5	Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	5
1.6	Diagramme contraintes-déformations de l'acier	6
2.1	Mise en œuvre d'un plancher à corps creux	9
2.2	Coupe de voile en élévation	19
2.3	Coupes de voiles en plan	19
3.1	Vue en plan de l'escalier	22
3.2	Coupe transversale au niveau de l'escalier	22
3.3	Charges sur l'escalier	24
3.4	Schéma statique de l'escalier	25
3.5	Ferraillage de l'escalier	26
3.6	Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère	27
3.7	Ferraillage de l'acrotère	29
3.8	Schéma statique des balcons	30
3.9	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	34
3.10	Coupe transversale d'une poutrelle	35
3.11	Section de calcul des poutrelles après coulage	36
3.12	Ferraillage des poutrelles	40
4.1	Allure du spectre de réponse	43
4.2	Modèle en 3D de la structure	45
4.3	Vue en plan de la disposition des voiles	46
5.1	Vérification des contraintes tangentielles	55
5.2	Ferraillage des poteaux du RDC	57

5.3	Ferraillage des poutres principales pour un étage courant	60
5.4	Schéma des contraintes développées dans un voile	62
5.5	Schéma descriptif pour le calcul de la bande	62
5.6	Ferraillage du voile $Vx2$	64
5.7	Ferraillage du linteau	66
6.1	Coupe transversale au niveau du radier	70
6.2	Sections à considérer en appui et en travée	76
6.3	Ferraillage des nervures en zone d'appuis et en travée	77

Liste des tableaux

2.1	Charges dues au plancher terrasse inaccessible	12
2.2	Charges dues au plancher terrasse accessible	12
2.3	Charges dues au plancher étage courant	13
2.4	Charge permanente due au murs extérieurs	14
2.5	Charges dues aux balcons	14
2.6	Charge permanente due au garde-corps	14
2.7	Règle de dégression adoptée	15
2.8	Surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité	17
2.9	Calcul et choix des sections des poteaux centraux	17
2.10	Calcul et choix des sections des poteaux de rives	18
2.11	Calcul et choix des sections des poteaux d'angles	18
3.1	Charges et surcharges sur la paillasse	23
3.2	Charges et surcharges sur la volée	23
3.3	Combinaisons d'actions sur l'escalier	24
3.4	Diagrammes des sollicitations de calcul à l'ELU et à l'ELS	24
3.5	Calcul du ferrailage des escaliers	25
3.6	Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère	27
3.7	Calcul du ferrailage de l'acrotère	28
3.8	Combinaison des charges du balcon	30
3.9	Actions et sollicitations agissant sur les balcons	31
3.10	Calcul du ferrailage des balcons	31
3.11	Actions et sollicitations agissant sur les dalles pleines	32
3.12	Sollicitations de calcul des dalles pleines	33
3.13	Calcul du ferrailage des dalles pleines	33
3.14	Vérification des contraintes tangentielles	33
3.15	Actions de calcul des poutrelles après coulage	37
3.16	Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage	38
3.17	Ferrailages des poutrelles	38

4.1	Valeurs du spectre de réponse	43
4.2	Participation des masses modales effectives	47
4.3	Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente	49
4.4	Forces sismiques à la base par la méthode modale spectrale (par SAP 2000)	49
4.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	49
4.6	Vérifications des déplacements Inter-étages	50
4.7	Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$	51
4.8	Vérification de la stabilité au renversement	51
5.1	Coefficients de sécurité et contraintes limites du béton et de l'acier	53
5.2	Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$	54
5.3	Sollicitations de calcul pour le cas de charge $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$	54
5.4	Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$	54
5.5	Résultats du ferrailage des poteaux	55
5.6	Calcul des armatures transversales des poteaux	56
5.7	Résultats du ferrailage transversal des poteaux	56
5.8	Ferrailage longitudinal des poutres	58
5.9	Vérification des contraintes tangentielles	58
5.10	Résultats du ferrailage transversal des poutres	59
5.11	Ferrailage vertical des voiles	63
5.12	Choix des armatures	63
5.13	Ferrailage horizontal des voiles	64
6.1	Moments de calcul du voile périphérique	68
6.2	Résultats de ferrailage du voile périphérique	69
6.3	Efforts à la base de la structure	69
6.4	Vérification des contraintes à l'ELS	74
6.5	Calcul des contraintes exercées à la base du radier	74
6.6	Moments de calcul du radier	74
6.7	Résultats du ferrailage du radier	74
6.8	Contraintes exercées à la base des nervures	75
6.9	Moments et efforts tranchants de calcul de la nervure	76
6.10	Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure	76
6.11	Résultat du ferrailage du débord du radier	77

Abréviations

ELU	: Etat Limite Ultime ;
ELS	: Etat Limite de Service ;
ELA	: Etat Limite Accidentel ;
CPJ	: Ciment Portland Composé ;
RDC	: Rez-de-chaussée ;
HA	: Hautes Adhérence ;
RL	: Ronds Lisses ;

Symboles

A	: Coefficient d'accélération de zone ;
A_S (où A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal) ;
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales ;
B	: Aire d'une section de béton ;
E_s	: Module de Young de l'acier ;
E_{ij}	: Module de Young instantané à l'âge de j jours ;
E_{vj}	: Module de Young différé à l'âge de j jours ;
F	: Force ou action en général ;
F_s	: Coefficient de sécurité ;
G	: Action permanente ;
I	: Moment d'inertie d'une section ;
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service ;
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime ;
M_r	: Moment renversant ;
M_s	: Moment stabilisant ;
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service ;
N_u	: Effort normal de calcul ultime ;
Q	: Action d'exploitation, Facteur de qualité ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S_t	: Espacement des armatures transversales ;
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime ;
W	: Poids total de la structure ;
Z	: Hauteur d'ancrage ;
a	: Largeur d'un poteau ;

a' (et b')	: Dimension d'une fondation ;
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau ;
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre ;
d (et d')	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton ;
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle ;
f_e	: Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours ;
f_{tj}	: Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours ;
f_{bu}	: Contrainte ultime du béton en compression ;
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation ;
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre ;
h_t	: Hauteur du hourdis, d'une poutre ;
i	: Rayon de giration d'une section ;
j	: Nombre de jours de maturité du béton ;
l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau ;
l_f	: Longueur de flambement ;
u	: Périmètre ;
x	: Abscisse ;
y	: Ordonnée ;
α	: Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient sans dimension en général (alpha) ;
γ_s	: Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma) ;
γ_b	: Coefficient partiel de sécurité sur le béton ;
γ_d	: Poids spécifique du remblai ;
$\varepsilon_{bc,max}$: Déformation maximale du béton comprimé (epsilon) ;
ε_{st}	: Déformation des armatures tendues ;
ε_{sc}	: Déformation des armatures comprimées ;
η	: Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta) ;
λ	: Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda) ;
μ_{ser}	: Moment ultime réduit à l'ELS (mu) ;

μ_u	: Moment ultime réduit à l'ELU ;
ν	: Coefficient de poisson (nu) ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique (xi) ;
ρ	: Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho) ;
σ	: Contrainte normale (sigma) ;
$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte maximale du béton comprimé ;
σ_{st}	: Contrainte dans les aciers tendus ;
σ_{sc}	: Contrainte dans les aciers comprimés ;
τ	: Contrainte tangente (tau) ;
τ_u	: Contrainte tangente conventionnelle ;
ϕ_l	: Diamètre d'une armature longitudinale (phi) ;
ϕ_t	: Diamètre d'une armature transversale ;

Introduction

Ce document rapporte le travail effectué dans le cadre de notre formation d'ingénieurs d'état en Génie Civil à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'études porte sur une tour en R+12 avec deux sous-sols à usages multiples, située à Blida, zone de forte sismicité. L'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en béton armé.

Cette étude nous a été proposée par le bureau d'études Technique et Architecture OUADA, spécialisé dans le domaine du bâtiment en structure béton armé et a été orientée autour de trois axes principaux.

Après une brève présentation des caractéristiques de la structure étudiée et des matériaux utilisés, la stabilité verticale de la structure est étudiée. Nous procéderons dans cette optique au prédimensionnement des éléments structuraux (poutres, voiles et poteaux) et non structuraux (planchers, balcons, ...) ainsi qu'à l'établissement de la descente de charges. Le calcul du ferrailage des différents éléments non structuraux ensuite entrepris. Cette étape est l'objet des chapitres I, II et III.

La deuxième étape porte sur l'analyse de la stabilité latérale de la structure. On procède à une étude de la structure porteuse sous l'effet des efforts dynamiques dus essentiellement aux séismes. Le choix de la structure porteuse permet de définir le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques tenant compte des contraintes architecturales. Dans un premier temps, le bâtiment sera modélisé sur un logiciel de calcul aux éléments finis. Ensuite, on procédera au calcul du ferrailage des éléments structuraux sur la base des efforts les plus défavorables obtenus de l'analyse dynamique, et puis la vérification de ces éléments à partir du règlement RPA99/2003. Cette étape est résumée dans les chapitres IV et V.

La dernière partie de ce projet de fin d'études, présentée dans le chapitre VI, est l'étude de l'infrastructure s'appuyant sur les conclusions du rapport de sol. Les études des fondations et du voile périphérique sont grandement influencées par les contraintes techniques du site (poids spécifique du remblai, contrainte admissible du sol). On procède à l'analyse du radier à la flexion, à l'effort tranchant et au poinçonnement. Le ferrailage du voile périphérique achève ce travail.

Chapitre 1

Présentation du projet

Le projet « Résidence Chréa » est un complexe composé de 21 bâtiments reliés entre eux par un sous-sol de deux niveaux. Ce projet comportant 1108 logements, un hôtel, des commerces et des bureaux d'affaires, sera implanté au cœur de la wilaya de Blida qui est une ville attractive aussi bien du point de vue économique que touristique.

1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude fait partie du projet cité précédemment. C'est une tour en R+12 (rez-de-chaussée plus 12 étages, avec deux sous-sols) destinée à accueillir des logements et des locaux administratifs et commerciaux.

- Les deux sous-sols sont à usage de parkings ;
- Le RDC et le 1^{er} étage sont constitués de commerces et de bureaux ;
- Les autres étages (du 2^{ème} au 12^{ème} étage) sont à usage d'habitation avec quatre logements par étage.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2 selon le RPA99/2003. C'est un ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m).



FIG. 1.1: Plan de masse

Du fait de sa configuration architecturale, le bâtiment présente des irrégularités en plan et en élévation.

1.1.1 Dimensions en plan

Les plus grandes dimensions sont :

- Longueur : $L = 32,00$ m
- Largeur : $l = 30,10$ m



FIG. 1.2: Plan étage courant à usage d'habitation

1.1.2 Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- La hauteur d'étage est de 2,80m pour les sous-sols, 3,40m pour le RDC et le 1^{er} étage, et 3,06m pour les autres étages.
- La hauteur totale du bâtiment est de 43,21m.



FIG. 1.3: Façades principale et postérieure

1.1.3 Système structural

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée de portiques et des voiles en béton armé.

1.2 Les matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA93).

1.2.1 Le béton

Le rôle du béton est de reprendre les efforts de compression. Le béton à utiliser dans notre structure est dosé avec du CPJ à $350\text{Kg}/\text{m}^3$ dont les caractéristiques sont les suivantes :

1.2.1.1 Résistance à la compression

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes normalisées.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée par la formule suivante :

$$- f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$- f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$

Dans ce projet on admet une résistance à la compression de 25MPa.

1.2.1.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$- f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$- f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

D'où : avec une résistance caractéristique à la compression de 25MPa, on aura : $f_{t28} = 2,1$ MPa.

1.2.1.3 Contraintes limites

a. A l'état limite ultime

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme dit "parabole-rectangle". En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

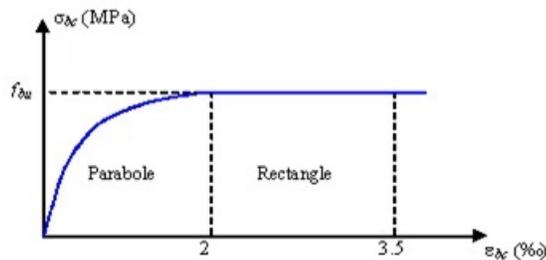


FIG. 1.4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression, $f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$
- 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 tient compte 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 heures, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement τ_u est limitée par :

- $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3,33MPa$, dans le cas d'une fissuration peu nuisible ;
- $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$, dans le cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

b. A l'état limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme contraintes-déformations du béton reste dans le domaine élastique linéaire, défini par son module d'élasticité.

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

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

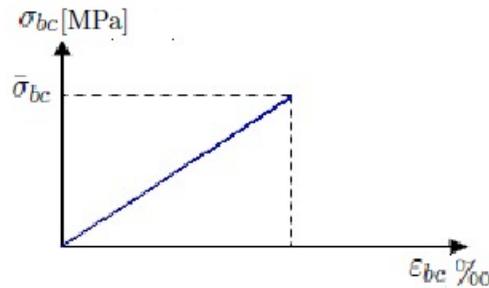


FIG. 1.5: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

1.2.1.4 Modules de déformation longitudinale

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19MPa$$

Le module de déformation longitudinale différée (pour un chargement de longue durée) E_{v28} est donné par la formule suivante :

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9MPa$$

1.2.2 L'acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. On le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux textes réglementaires en vigueur.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200000MPa$.

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

- Fe E400 HA (Limite d'élasticité garantie : $f_e = 400MPa$).
- Fe E240 RL (Limite d'élasticité garantie : $f_e = 240MPa$).

1.2.2.1 Contraintes limites

a. A l'état limite ultime

La contrainte limite des aciers est donnée par : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$;

- γ_s : Coefficient de sécurité.
 - $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles ;
 - $\gamma_s = 1.15$ dans le cas général.

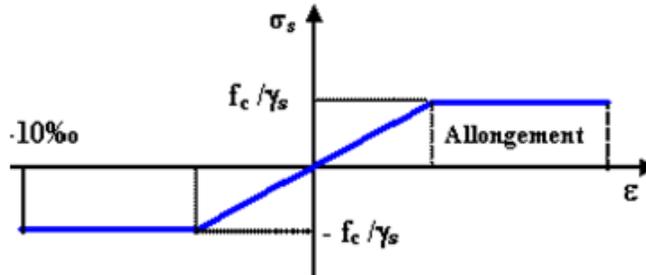


Figure 1.6: Diagramme contraintes-déformations de l'acier

b. A l'état limite de service

Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ (2/3)f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \}$;
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ (1/2)f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \}$;
 - η : Coefficient de fissuration, avec :
 - * $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL) ;

* $\eta=1,65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

L'allongement : $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$

L'allongement (où le raccourcissement) est limité à 10 ‰

1.3 Les règlements utilisés

Les calculs effectués et les dispositions constructives adoptées dans le cadre de ce projet sont conformes aux règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie.

- Le C.B.A 93 ;
- D.T.R-B.C.2.48 : « Règles Parasismique Algériennes 1999 avec addenda de 2003 » ;
- DTR-B.C.2.2 : « Charges permanentes et d'exploitation » ;
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites.

1.4 Caractéristiques du sol d'assise

La capacité portante admissible du sol d'assise, obtenue après les investigations géotechniques est de 2 bars.

Chapter 2

Prédimensionnement et descente de charges

Les dimensions des éléments seront déterminées en utilisant les formules de prédimensionnement qui découlent des limitations de déformations. Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

2.1 Prédimensionnement des planchers

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants, et de type dalles pleines pour les cages des escaliers et les balcons.

2.1.1 Plancher à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de limitation de la flèche) [2] :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- L : portée maximale entre nus d'appuis ;
- h_t : hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression) = hauteur poutrelle.

$$L = \max\{L_{max}(sensx); L_{max}(sensy)\}$$

$$\text{donc : } L = \max\{490cm; 555cm\} \Rightarrow L = 555cm$$

$$\text{d'où: } h_t \geq \frac{555}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 24,667 \Rightarrow h_t = 25cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 25cm : $\begin{cases} 20\text{cm} : & \text{épaisseur du corps creux} \\ 5\text{cm} : & \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$

Nota : Si la condition de rigidité est vérifiée, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche [2].

Suivant les axes 1-2 \rightarrow A-H (selon les plans donnés à l'annexe A) : $L = 365$ cm

$$h_t \geq \frac{365}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 16,222$$

On prend : $h_t = 21\text{cm}$

On adopte un plancher d'une épaisseur de 21cm : $\begin{cases} 16\text{cm} : & \text{épaisseur du corps creux} \\ 5\text{cm} : & \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$



Figure 2.1: Mise en œuvre d'un plancher à corps creux

2.1.2 Dalles pleines

Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes [5] :

2.1.2.1 Résistance au feu

- $e_1 = 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e_2 = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

2.1.2.2 Résistance à la flexion

- Dalle encastrée à une extrémité (consoles, balcons) : On procède à un calcul à la flèche.
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_{max}}{35} < e_3 < \frac{L_{max}}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_{max}}{50} < e_3 < \frac{L_{max}}{40}$

L_{max} étant la portée de la dalle.

Dans notre cas :

- Pour une dalle encastrée (console), de longueur $L = 90\text{cm}$:

La flèche maximale d'une console soumise à un chargement uniformément réparti est donnée (RDM) par la relation suivante :

$$f_{max} = \frac{-PL^4}{8EI}$$

On adopte pour les dalles des balcons une épaisseur de 15cm

$$- P = G_{balcon} + Q_{balcon} = 5,31 + 3,50 = 8,81 \text{ kN/ml}$$

$$- L = 0,9 \text{ m}$$

$$- E = E_{d28} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$- I = (b \times h^3)/12 = (0,15 \times 1)/12 = 0,0125 \text{ m}^4$$

D'où : $f_{max} = 5 \times 10^{-3} \text{ mm}$

Vérification de la flèche [2] :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 3,6 \text{ mm}$$

donc : $f_{max} < f_{adm} \rightarrow$ condition vérifiée.

On prend $e'_3 = 15\text{cm}$

- Pour une dalle reposant sur quatre appuis : $L_{max} = 420\text{cm}$

$$\frac{L_{max}}{35} < e''_3 < \frac{L_{max}}{30} \Rightarrow 8,4 < e''_3 < 10,5$$

D'où : $e''_3 = 9\text{cm}$

On adopte : $e_3 = \max \{e'_3; e''_3\} = 15\text{cm}$

2.1.2.3 Isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique il faut que la masse du plancher soit supérieure ou égale à 400Kg/m^2 .

$$\text{Donc: } 2500 \times e_4 \geq 400 \Rightarrow e_4 \geq 16\text{cm}.$$

Finalement : $e \geq \max \{e_1; e_2; e_3; e_4\} = 16\text{cm}$;

Donc on adopte des dalles pleines de 16 cm d'épaisseur.

2.2 Prédimensionnement des poutres

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

2.2.1 Poutres porteuses (ou principales)

- $\frac{L_{max}}{16} < h < \frac{L_{max}}{10}$
- $0,3h < b < 0,7h$

$$L_{max} = 555cm \Rightarrow 34,69 < h < 55,00 \text{ et } 10,41 < b < 38,50$$

On prend : $h = 45cm$; $b = 30cm$

2.2.2 Poutres secondaires

$$\text{On a : } L_{max} = 500cm \Rightarrow 31,25 < h < 50,00 \text{ et } 09,38 < b < 35$$

On prend : $h = 40cm$; $b = 30cm$

Vérification au RPA (Article 7.5.1)

D'après le RPA 99/version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

- $b \geq 20cm$
- $h \geq 30cm$
- $\frac{h}{b} \leq 4,0$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

Pour les poutres principales :

- $b = 30cm > 20cm$
- $h = 45cm > 30cm$
- $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$

Pour les poutres secondaires :

- $b = 30cm > 20cm$
- $h = 40cm > 30cm$
- $\frac{h}{b} = 1,33 < 4$

2.3 Descente de charges

L'ensemble des charges appliquées sur la structure doit être acheminé jusqu'au sol. Chaque élément supporte les charges qui sont au dessus de lui. Pour un étage donné, les charges transitent des dalles à leurs porteurs (poutres et/ou voiles), puis des poutres à leurs porteurs (poteaux, poutres et/ou voiles).

2.3.1 Plancher terrasse inaccessible

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Gravillon de protection	4	0,80
2	Étanchéité multicouche	2	0,12
3	Forme de pente en béton	10	2,00
4	Isolation + par vapeur	1	0,10
5	Plancher corps creux	20+5	3,30
6	Enduit plâtre	3	0,30
Charge permanente G			6,62
Charge d'exploitation Q			1,00

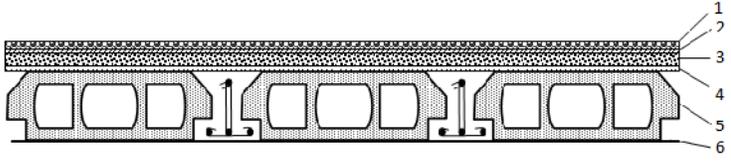


Table 2.1: Charges dues au plancher terrasse inaccessible

2.3.2 Plancher terrasse accessible

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Revêtement (carrelage + mortier de pose)	4	1,2
2	Lit de sable	3	0,54
3	Plancher corps creux	20+5	3,30
4	Enduit plâtre	3	0,30
Charge permanente G			5,34
Charge d'exploitation Q			1,50

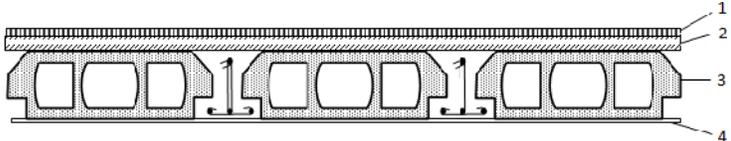


Table 2.2: Charges dues au plancher terrasse accessible

2.3.3 Plancher étage courant

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Revêtement (carrelage + mortier de pose)	4	1,20
2	Cloisons de distribution	-	1,00
3	Plancher corps creux	20+5	3,30
4	Enduit plâtre	3	0,30
Charge permanente G			5,80
$Q_{habitation}$			1,50
Q_{bureau}			2,50

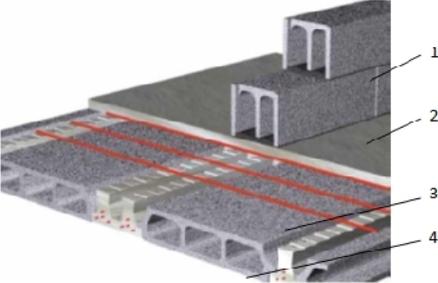
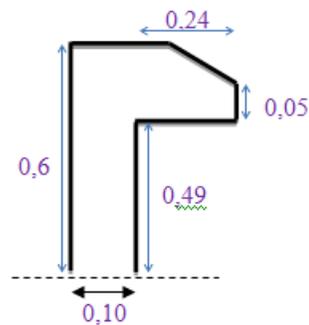


Table 2.3: Charges dues au plancher étage courant

2.3.4 Acrotère pour la terrasse inaccessible

$$S = 0.07595 \text{ cm}^2$$

$$G_{acr} = 1.89875 \text{ kN/ml}$$



2.3.5 Murs extérieurs

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Mur en double paroi	10+15	2,2
2	Enduit en mortier de ciment	3	0,54
3	Enduit plâtre	2	0,20
Charge permanente G			2,94

Table 2.4: Charge permanente due au murs extérieurs

2.3.6 Balcons

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Plancher dalle pleine	15	3,75
2	Revêtement	4	1,20
3	Enduit de ciment	2	0,36
Charge permanente G			5,31
Charge d'exploitation Q			3,50

Table 2.5: Charges dues aux balcons

2.3.7 Garde-corps (épaisseur 10cm)

N°	Couche	Épaisseur [cm]	Poids [kN/m^2]
1	Maçonnerie simple paroi	10	0,90
2	Enduit extérieur et intérieur	4	0,72
Charge permanente G			1,62

Table 2.6: Charge permanente due au garde-corps

2.4 Prédimensionnement des poteaux

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

2.4.1 Surcharges revenant au poteau

Les surcharges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux, et que l'occupation des différents niveaux est indépendante.

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$

Niveau	$Q_i [kN/m^2]$	$Q_{cumulée} [kN/m^2]$
Sous la terrasse	1	01.000
Sous le niveau 12	1,5	02.500
Sous le niveau 11	1,5	03.850
Sous le niveau 10	1,5	05.050
Sous le niveau 9	1,5	06.100
Sous le niveau 8	1,5	07.000
Sous le niveau 7	1,5	07.750
Sous le niveau 6	1,5	08.500
Sous le niveau 5	1,5	09.250
Sous le niveau 4	1,5	10.000
Sous le niveau 3	1,5	10.750
Sous le niveau 2	1,5	11.500
Sous le niveau 1	2,5	12.875
Sous le RDC	5	14.230

Table 2.7: Règle de dégression adoptée

2.4.2 Calcul des sections des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (calculé en considérant le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [1] :

$$\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

- La section des aciers ne doit pas dépasser 1% de la section du béton [2].
- L'effort normal ultime N_{ult} agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au plus égal à la valeur suivante [2] :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] P \quad (2.1)$$

- On admettra la discontinuité des travées, cependant les charges évaluées sont majorées de [2] :
 - 15% pour les poteaux centraux ;
 - 10% pour les poteaux proches des poteaux de rive ;
 - Les poteaux de rive ne subissent aucune majoration.

Prédimensionnement de la section réduite B_r [2] :

$$(2.1) \Rightarrow B_r \geq \frac{0,85}{\alpha} \times \frac{N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{A_s}{B_r} \times \frac{0,85f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow B_r \geq \beta \cdot \frac{N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{100\gamma_s}} \quad (2.2)$$

Avec :

- $\beta = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$ si $\lambda \leq 50$
 - En vue d'éviter le flambement on limite l'élanement à $\lambda = \frac{L_f}{i} = 35$
 - $L_f = 0,7L_0 =$ longueur de flambement (L_0 est la longueur libre du poteau et i le rayon de giration de sa section droite)
 - $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$
 - D'où : $\beta = 1,2$
- $f_{bu} = 14,17MPa$; $f_e = 400MPa$; $\gamma_s = 1,15$

Nota :

- On envisage de varier les dimensions des poteaux en hauteur (faire un prédimensionnement tous les 2 ou 3 niveaux).
- Dans le but de faire une étude dans les règles de l'art on va considérer trois types de poteaux : poteau central, poteau de rive et poteau d'angle les plus chargés.
- Les détails du calcul de l'effort normal à l'ELU " N_{ELU} " agissant à la base des poteaux sont donnés à l'annexe B.

Poteau central

Poteau central le plus sollicité	
Niveau	du RDC au 12 ^{ème} étage
Surface de plancher revenant au poteau [m ²]	22.41

Table 2.8: Surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité

Le poteau central le plus sollicité est le poteau proche des poteaux de rive, donc : $N_u = 1,10 \times N_{ELU}$

- Sous le RDC : $N_u = 1,10 \times 3624.906 = 3987,40kN = 4,00MN$

$$(2.1) \Rightarrow B_r = \frac{1,2 \times 3987,40}{[(14,17/0,9) + 0,0085 \times (400/1,15)]} = 0,256m^2$$

$$B_r = [a-0,02] \times [b-0,02] ; a = b ; \text{on trouve : } a = b = \sqrt{B_r} + 0,02 = 0,526m^2$$

On adopte les dimensions suivantes : $a = 55cm$; $b = 55cm$;

Soit : des poteaux (55 × 55) à la base.

- Sous les autres niveaux :

Niveau	N_u [kN]	$1,1 \times N_u$ [kN]	B_r [m ²]	Section adoptée [cm ²]
Du niveau 11 au niveau 12	822,730	905,004	0,058	(30 × 30)
Du niveau 8 au niveau 10	1594,288	1753,717	0,112	(35 × 35)
Du niveau 5 au niveau 7	2337,515	2571,267	0,165	(45 × 45)
Du niveau 2 au niveau 4	3085,401	3393,941	0,218	(50 × 50)
Du niveau RDC au niveau 1	3624,905	3987,396	0,256	(55 × 55)

Table 2.9: Calcul et choix des sections des poteaux centraux

Poteau de rive

L'effort normal sollicitant le poteau de rive (le plus sollicité) ne subit aucune majoration : $N_u = 2444,78kN = 2,45MN$

Niveau	N_u [kN]	B_r [m ²]	Section adoptée [cm ²]
Du niveau 11 au niveau 12	552,568	0,035	(30 × 30)
Du niveau 8 au niveau 10	1159,571	0,074	(35 × 35)
Du niveau 5 au niveau 7	1690,059	0,108	(35 × 35)
Du niveau 2 au niveau 4	2081,273	0,133	(40 × 40)
Du niveau RDC au niveau 1	2444,783	0,157	(45 × 45)

Table 2.10: Calcul et choix des sections des poteaux de rives

Poteau d'angle

L'effort normal sollicitant le poteau d'angle (le plus sollicité) ne subit aucune majoration :

$$N_u = 1804,42 \text{ kN} = 1,80 \text{ MN}$$

Niveau	N_u [kN]	B_r [m ²]	Section adoptée [cm ²]
Du niveau 11 au niveau 12	344,517	0,022	(30 × 30)
Du niveau 8 au niveau 10	816,215	0,052	
Du niveau 5 au niveau 7	1178,205	0,076	
Du niveau 2 au niveau 4	1301,778	0,084	(35 × 35)
Du niveau RDC au niveau 1	1804,415	0,116	(40 × 40)

Table 2.11: Calcul et choix des sections des poteaux d'angles

Vérification au RPA

Le bâtiment étudié sera implanté en zone III [1] :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$: C'est vérifié dans tous les cas ;
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} = \begin{cases} 17 \text{ cm} & \text{pour le RDC et le 1}^{\text{er}} \text{ étage;} \\ 15,3 \text{ cm} & \text{pour les autres niveaux.} \end{cases}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$.

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

2.5 Prédimensionnement des voiles

D'après l'article 7.7.1 du RPA99/2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- L : portée du voile ;
- e : épaisseur du voile.

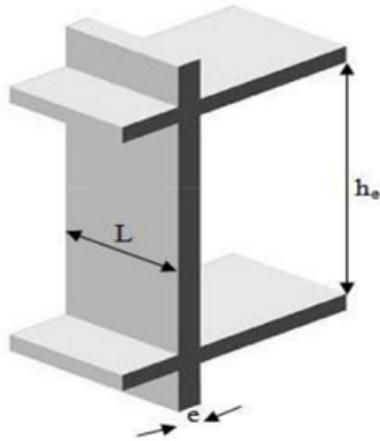


Figure 2.2: Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " h_e " et des conditions de rigidité aux extrémités.

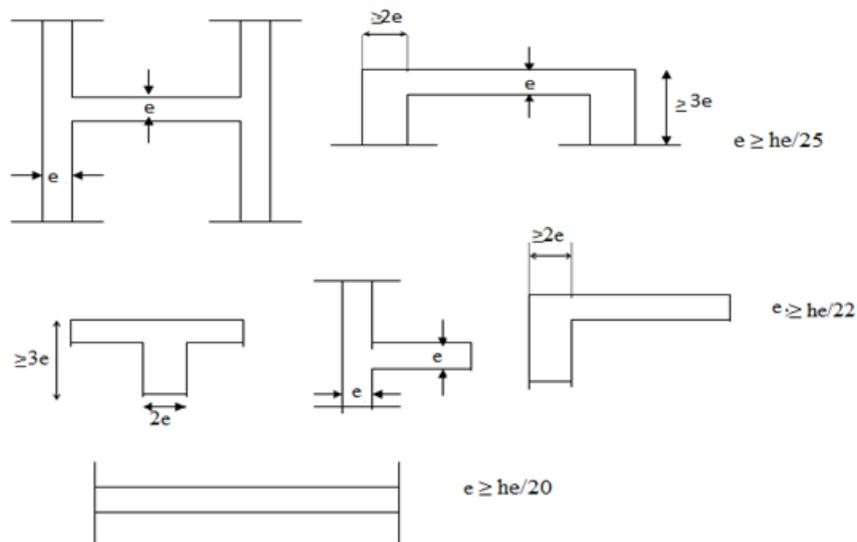


Figure 2.3: Coupes de voiles en plan

$$\text{Soit : } e \geq \max \{e_{\min}; h_e/25; h_e/22; h_e/20\}$$

D'où :

- Pour le RDC et le 1^{er} étage : $h_e = 3,4m$
Alors : $e \geq \max \{15; 13,6; 15,45; 17\} = 18cm$
- Pour les autres étages : $h_e = 3,06m$
Alors : $e \geq 16cm$

On adopte des voiles de 20cm d'épaisseur pour tous les niveaux.

Chapitre 3

Dimensionnement des éléments non structuraux

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments résistants principaux qui contribuent au contreventement directement ;
- Les éléments secondaires (non structuraux) qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Cependant, ces derniers doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques.

On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Les escaliers ;
- L'acrotère ;
- Les balcons ;
- Les dalles pleines et les planchers.

3.1 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments importants car ils permettent l'accès piétonnier entre les différents niveaux de la structure. Ils sont constitués de gradins sur dalles inclinées en béton armé (paillasse), et de dalles horizontales (paliers).

Notre bâtiment comporte des escaliers droits à deux volées.

3.1.1 Caractéristiques géométriques

Pour la détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, on utilise des relations empiriques qui garantissent des conditions de confort aux usagers comme la relation de Blondel.

D'après la formule de BLONDEL on a : $60 \leq g + 2h \leq 65$

Avec :

- h : hauteur de la contre marche (en centimètre) ;
- g : largeur de la marche (en centimètre).

En fixant la hauteur des contremarches $h = 17\text{cm}$, et pour une hauteur d'étage $h_e = 306\text{cm}$ ($H = \frac{h_e}{2} = 153\text{cm}$ étant la hauteur à gravir), on aura :

- Le nombre de contre marches correspondant est : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$;
- La largeur de la marche est : $g = \frac{1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$

$g + 2h = 64$; Donc la condition de Blondel est vérifiée.

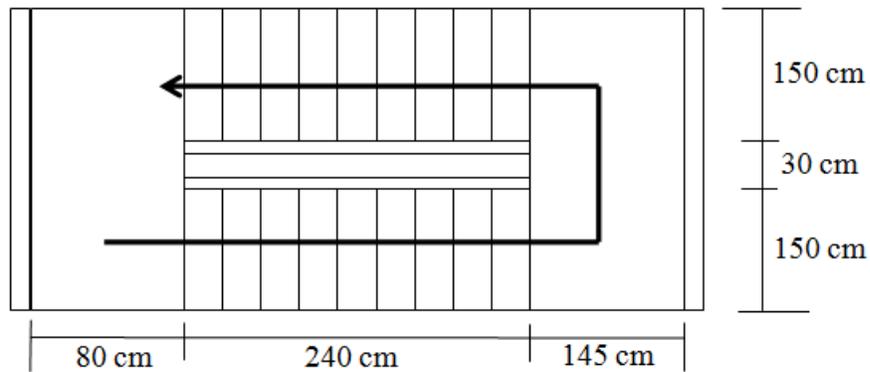


Figure 3.1: Vue en plan de l'escalier

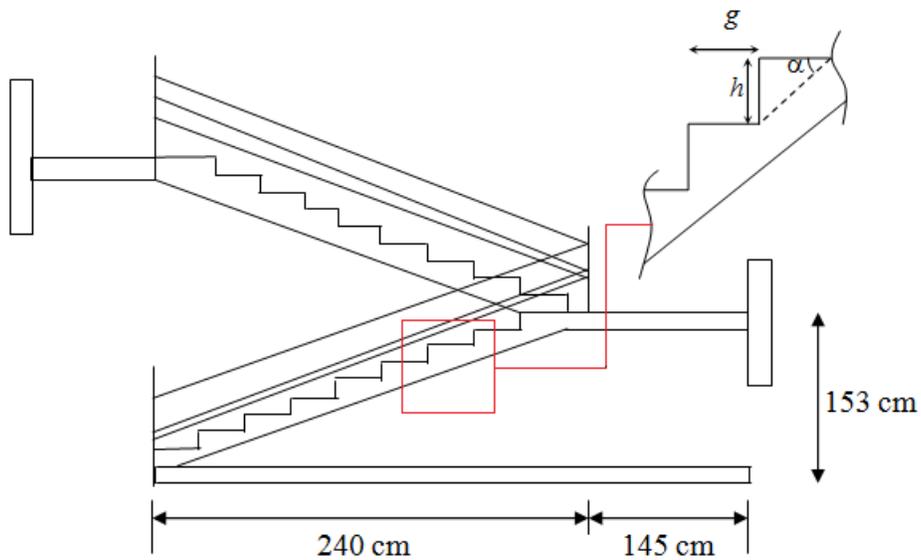


Figure 3.2: Coupe transversale au niveau de l'escalier

3.1.2 Prédimensionnement de la paillasse et du palier intermédiaire

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\text{Condition de limitation de la flèche : } e \geq \max \left\{ \frac{\text{portée}}{30}; 10\text{cm} \right\}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse est : } \alpha = \arctg \frac{1,53}{2,4} = 32,52^\circ$$

$$\text{D'où : la portée de la paillasse } L = \frac{2,4}{\cos \alpha} = 2,85\text{m}$$

$$\text{Donc : } e \geq \max \{9,4\text{cm}; 10\text{cm}\}$$

On adopte une épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour la paillasse ;

On prend la même épaisseur pour le palier de repos.

3.1.3 Evaluation des charges et surcharges

Les sollicitations seront calculées pour un mètre linéaire.

3.1.3.1 Paillasse

Couches	Epaisseur [cm]	G_i [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]
Carrelage	2	0,44	7,91	2,50
Mortier de pose	2	0,40		
Lit de sable	2	0,36		
Poids des marches	$h/2 = 8,5$	2,13		
Paillasse	$15/\cos \alpha = 17,79$	4,31		
Enduit de plâtre	1,5	0,27		

Table 3.1: Charges et surcharges sur la paillasse

3.1.3.2 Palier

Couches	Epaisseur [cm]	G_i [kN/m ²]	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]
Carrelage	2	0,44	5,22	2,50
Mortier de pose	2	0,40		
Lit de sable	2	0,36		
Dalle pleine en BA	15	3,75		
Enduit de plâtre	1,5	0,27		

Table 3.2: Charges et surcharges sur la volée

3.1.4 Combinaisons d'actions

- À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$
- À l'ELS : $G + Q$

	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	P_{ELU} [kN/ml]	P_{ELS} [kN/ml]
Paillasse	7,91	2,50	14,42	10,41
Palier	5,22	2,50	10,80	7,72

Table 3.3: Combinaisons d’actions sur l’escalier

3.1.5 Sollicitations

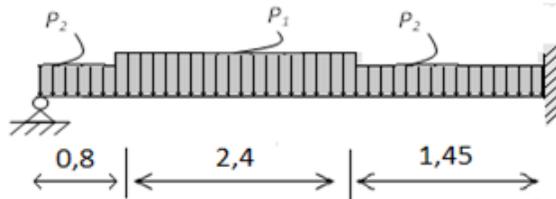


Figure 3.3: Charges sur l’escalier

Avec :

- P_1 : poids de la paillasse pour un mètre linéaire ;
- P_2 : poids du palier pour un mètre linéaire.

Sollicitations		Valeurs
ELU	Moment d’appui [kN.m]	-35,34
	Moment en travée [kN.m]	20,91
	Effort tranchant Max [kN]	35,94
ELS	Moment d’appui [kN.m]	-26,39
	Moment en travée [kN.m]	15,63
	Effort tranchant [kN]	26,80

Table 3.4: Diagrammes des sollicitations de calcul à l’ELU et à l’ELS

3.1.6 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple. La section dangereuse se situe au niveau de l'encastrement. Elle a pour dimensions 1m de largeur et 0,15m de hauteur avec un enrobage de 2cm des aciers.

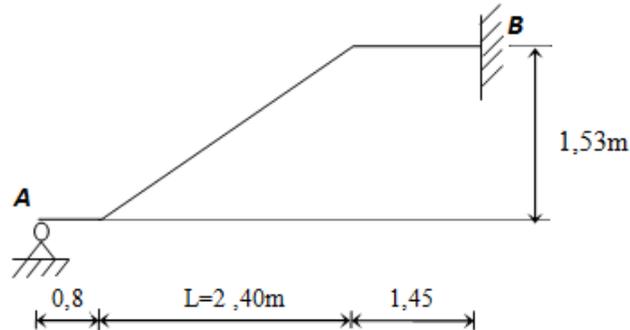


Figure 3.4: Schéma statique de l'escalier

La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, le calcul se fait à l'ELU avec une vérification à l'ELS.

- A l'ELU

- $M_{max} = -35,34kN.m$

- $T_{max} = 35,94kN$

- A l'ELS

- $M_{max} = -26,39kN.m$

- $T_{max} = 26,8kN$

ELU	Pivot A		σ_s [MPa]	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
	$\alpha = 0,201$	$\mu = 0,148$	348	0,00	8,50	1,81
ELS	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	σ_{badm} [MPa]	σ_s [MPa]	σ_{sadm} [MPa]	
	5	9,96	15	270,3	400	

Table 3.5: Calcul du ferrailage des escaliers

Choix des armatures On a $A_s = 8,50cm^2$, donc on adopte $8HA12/ml$ ($A_s = 9,05cm^2$), avec un espacement $S_t = 12,5cm$

- armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 2,26\text{cm}^2$$

Soit 8HA6 espacés de 12,5cm ($A_r = 2,26\text{cm}^2/\text{ml}$)

- Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}, \text{ avec : } d = 0,9 \times h \quad (3.1)$$

D'où : $\tau_u = \frac{0,0359}{(0,9 \times 0,15) \times 1} = 0,27\text{MPa}$.

La fissuration étant peu nuisible : $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: Condition vérifiée \implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

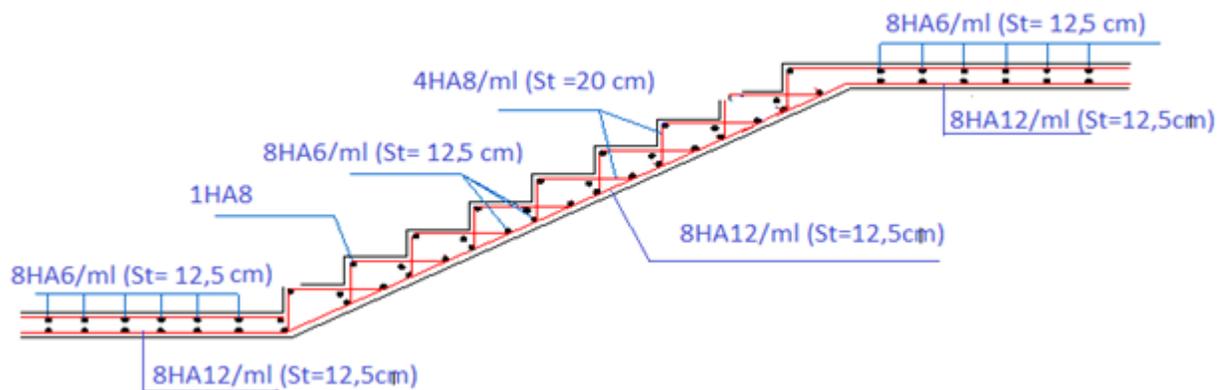


Figure 3.5: Ferrailage de l'escalier

3.2 Acrotère

L'acrotère est un élément non structural bordant la terrasse et servant de garde corps pour faire face à toute chute accidentelle.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé. Il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

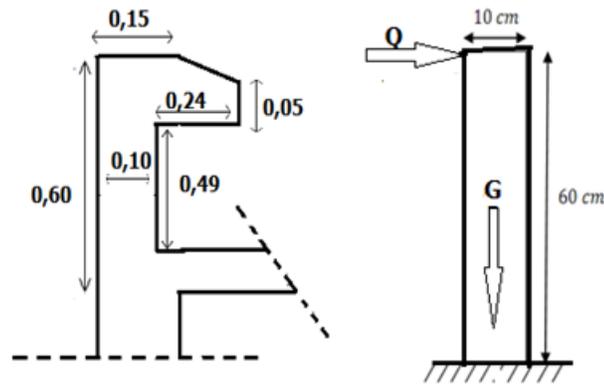


Figure 3.6: Dimensions et modèle de calcul de l'acrotère

3.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations à prendre en compte pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau 3.6.

- Poids propre de l'acrotère $G = 1,899kN/ml$;
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1kN/ml$.

	N [kN/ml]	M [$kN.m/ml$]	V [kN/ml]
ELU	2,56	0,90	1,50
ELS	1,90	0,60	1,00

Table 3.6: Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère

- A l' ELU

$$\begin{aligned}
 - N_u &= 1,35N_G = 1,35 \times 1,899 = 2,564kN/ml \\
 - M_u &= 1,5 \times N_Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9kN.m \\
 - V_u &= 1,5N_Q = 1,5 \times 1 = 1,5kN/ml
 \end{aligned}$$

- A l' ELS

$$\begin{aligned}
 - N_{ser} &= 1 \times N_G = 1 \times 1,899 = 1,899kN/ml \\
 - M_{ser} &= 1 \times N_Q \times h = 1 \times 1 \times 0,6 = 0,6kN.m \\
 - V_{ser} &= 1 \times N_Q = 1,5 \times 1 = 1kN/ml
 \end{aligned}$$

Avec : $N_G = 1.899kN/ml$; $N_Q = 1,5kN/ml$.

3.2.2 Ferrailage

La détermination des armatures se fera par un calcul en flexion composée, la fissuration étant considérée comme préjudiciable. Les résultats du calcul des armatures longitudinales sont résumés dans le tableau 3.7.

ELU	Pivot A		σ_s [MPa]	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s\ min}$ [cm ²]
	$\alpha = 0,013$	$\mu = 0,011$	348	0,00	0,28	1
ELS	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	$\sigma_{b\ adm}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s\ adm}$ [MPa]	
	1	1,94	15	237,2	400	

Table 3.7: Calcul du ferrailage de l'acrotère

Condition de non-fragilité

Elle s'exprime par la relation suivante :

$$A_{s\ min} \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} b \times d = \frac{0,23 \times 2,1}{400} 1 \times 0,08 = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\ min} = 1 \text{ cm}^2 \geq A_{sc} ; \text{ Donc : } A_s = A_{s\ min} = 1 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

La contrainte au cisaillement dans le béton est :

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09} = 0,017 \text{ MPa}$$

Cette contrainte doit rester inférieure à la contrainte admissible de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable) ;}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \text{ donc le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.}$$

Vérification au séisme

Le RPA préconise une vérification de l'acrotère à la composante horizontale de la charge sismique donnée par :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \tag{3.2}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone ;
- C_p : facteur des forces horizontales ;
- W_p : poids de l'acrotère.

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est remplie : $F_P \leq 1.5 \times Q$.

Dans le cas contraire, un calcul à l'état limite accidentel est nécessaire, et pour les deux cas, une disposition symétrique des armatures est obligatoire (prise en compte du changement du signe du moment fléchissant dû au changement de direction de la composante horizontale du séisme) [1].

On a:

- A égal à 0,25 (zone III, usage 2) ;
- $C_p = 0,8$ (éléments en console) ;
- $W_p = 1,899kN$.

$$F_P = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,899 = 1,519 \approx 1,5Q$$

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) des deux côtés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

Choix des armatures

- Armatures verticales : $A_v = 4HA8/face/ml = 2,01cm^2$; $S_t = 25cm$
- Armatures de répartition : $A_r = \frac{A_v}{4}$, soit $A_r = 2HA6/ml = 0,57cm^2$; $S_t = 15cm$

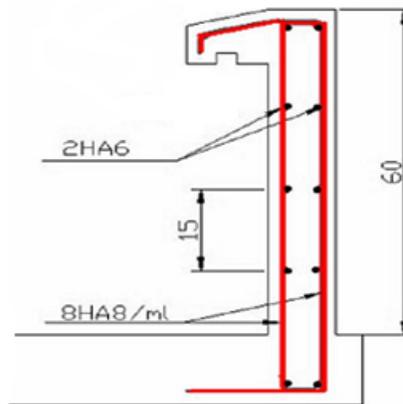


Figure 3.7: Ferrailage de l'acrotère

3.3 Calcul des dalles

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on distingue deux types des dalles :

- Dalles portées sur un seul appui (balcons) ;
- Dalles portées sur 04 appuis (cage des escaliers).

3.3.1 Dalles de balcons

Les balcons dans notre bâtiment sont des portes à faux, donc des dalles encastrées sur un seul côté. Ils sont seront calculés comme étant des poutres consoles.

3.3.1.1 Combinaison des charges

- Charges réparties

$$- G_{balcon} = 5,31 kN/m^2$$

$$- Q_{balcon} = 3,5 kN/m^2$$

- Charge concentrée

$$\text{Garde-corps en maçonnerie d'épaisseur 10cm : } G = 1,62 kN/m^2$$

Charge	G [kN/m^2]	Q [kN/m^2]	$P_{ELU} = 1,35G + 1,5Q$ [kN/m^2]	$P_{ELS} = G + Q$ [kN/m^2]
Répartie	5,31	3,50	12,42	8,81
Concentrée	1,62	0,00	2,19	1,62

Table 3.8: Combinaison des charges du balcon

3.3.1.2 Sollicitations de calcul

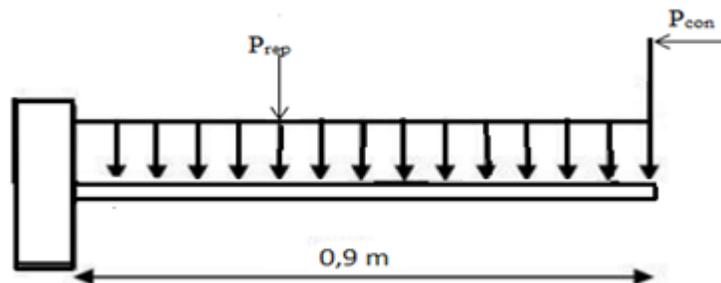


Figure 3.8: Schéma statique des balcons

	à l'ELU	à l'ELS
Moment max à l'encastrement [kN.m]	7,00	5,03
Effort tranchant max à l'encastrement [kN]	13,37	9,55

Table 3.9: Actions et sollicitations agissant sur les balcons

3.3.1.3 Calcul du ferrailage

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, elle a pour dimensions 1m de largeur et 0.15m de hauteur avec un enrobage d'aciers de 2cm, les fissurations sont considérées comme étant préjudiciables, les résultats de ferrailage sont donnés dans le tableau 3.10.

ELU	Pivot A		σ_s [MPa]	A_{sc} [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{smin} [cm ²]
	$\alpha = 0,037$	$\mu = 0,029$				
			348	0,00	1,57	1,56
ELS	Axe neutre [cm]	σ_b [MPa]	σ_{badm} [MPa]	σ_s [MPa]	σ_{sadm} [MPa]	
	2	3,65	15	261,2	400	

Table 3.10: Calcul du ferrailage des balcons

Choix des armatures

$A_s = 1,57\text{cm}^2$, donc on disposera 4HA8/ml ($A_s = 2,01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition

$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,50\text{cm}^2$, Soit 2HA6 ($A_r = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$)

Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est donnée par : $\tau_u = \frac{0,01337}{(0,9 \times 0,15) \times 1} = 0,10\text{MPa}$

Comme la fissuration est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement sera donnée par : $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$: Condition vérifiée.

3.3.2 Dalles des escaliers

Dans notre bâtiment, on a des dalles pleines reposant sur 4 appuis pour la cage des escaliers, les dimensions sont :

- $L_x = 4\text{m}$
- $L_y = 4,5\text{m}$

$0,4 < L_x/L_y < 1,1$, donc la dalle portera suivant les deux directions.

3.3.2.1 Evaluation des charges

La fissuration est considérée comme peu nuisible (non préjudiciable), donc le calcul se fera uniquement à l'ELU.

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation revenant à la dalle pleine sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	G [kN/m^2]	Q [kN/m^2]	$P_{ELU} = 1,35G + 1,5Q$ [kN/m^2]
Dalle terrasse	7,13	1	11,126
Dalle courante	6,31	1,5	10,769
Dalle RDC	6,31	2,5	12,269

Table 3.11: Actions et sollicitations agissant sur les dalles pleines

Pour le calcul, nous retenons la charge la plus grande $P_u = 12,268kN/m^2$.

3.3.2.2 Sollicitations de calcul

Le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement a été effectué en utilisant la méthode exposée dans l'annexe E3 de BAEL91.

- Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :
 - dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x p l_x^2$
 - dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$
 μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$
 l_x, l_y : portées entre nus d'appui de la dalle avec $l_x \leq l_y$
- La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :
 - En appui : $M_{ax,y} = 0,5M_x$
 - En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$
- Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :
 - $V_x = \frac{P.l_x.l_y}{(2l_y+l_x)}$: au milieu de l_x
 - $V_y = \frac{P.l_x}{3}$: au milieu de l_y
- Pour tenir compte de la continuité, l'effort tranchant sur l'appui voisin de l'appui de rive sera majoré de 10%.

- Dans notre cas : $\alpha = 0.89$; $\mu_x = 0.046$ et $\mu_y = 0.778$

Sollicitations	Valeur maximale	
	Sur appui	En travée
M_x [kN.m/ml]	-4,51	7,67
M_y [kN.m/ml]	-4,51	7,02
V_x [kN/ml]	16,99	
V_y [kN/ml]	16,36	

Table 3.12: Sollicitations de calcul des dalles pleines

3.3.2.3 Cacul de ferrailage

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,15m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0,02m. Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Sens	Section dangereuse	Moment [kN.m]	$A_{s,sup}$ [cm ²]	$A_{s,inf}$ [cm ²]
X	Travée	7,67	/	1,73
X	Appui	-4,51	1,01	/
Y	Travée	7,02	/	1,58
Y	Appui	-4,51	1,01	/

Table 3.13: Calcul du ferrailage des dalles pleines

Suivant les 2 directions (X et Y) : On adopte comme ferrailage 4HA8/ml (2,01cm²) comme armatures inférieures, et 2HA8/ml (1,01cm²) comme armatures supérieures.

3.3.2.4 Vérification au cisaillement

Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes de cisaillement :

Sens	Effort tranchant [kN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
X	16,99	0,131	3,333
Y	16,36	0,125	3,333

Table 3.14: Vérification des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

3.4 Planchers à corps creux

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, les planchers sont dits nervurés (où à corps creux) lorsqu'en coupe transversale (perpendiculairement au sens de la portée), la

section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en T (té). Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(20 \times 60 \times 20\text{cm}^3)$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

On calculera le ferrailage des deux éléments suivants :

- Les poutrelles ;
- La table de compression.

3.4.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des poutres de section en T disposées parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancées par la longueur d'un corps creux ($b = 65\text{cm}$).

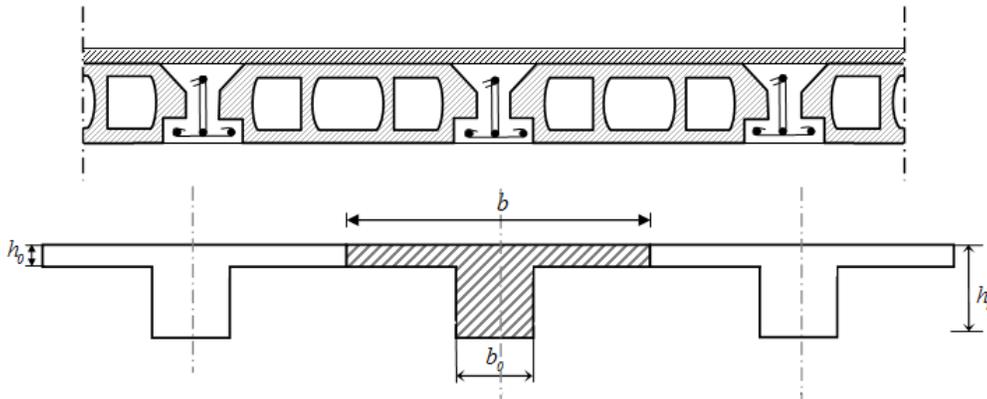


Figure 3.9: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Dans notre structure on a un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 25\text{cm}$ (prédimensionné dans le chapitre II) avec une épaisseur de :

- 20cm pour les corps creux ;
- 5cm pour la table de compression.

Donc on a des poutrelles de dimensions :

- $h_t = 25\text{cm}$
- $h_0 = 5\text{cm}$
- $b = 65\text{cm}$
- $b_0 = 12\text{cm}$

Le dimensionnement des poutrelles se fera en deux étapes :

- 1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression ;
- 2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

3.4.1.1 Avant coulage

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée de section rectangulaire ($b=12\text{cm}$; $h=4\text{cm}$) soumise à son poids propre, au poids des corps creux, ainsi qu'à la charge concentrée Q appliquée en mi-travée (la section dangereuse) qui simule la présence d'un ouvrier sur le plancher :

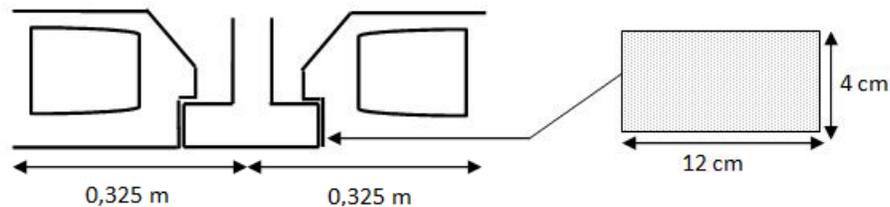


Figure 3.10: Coupe transversale d'une poutrelle

- La surcharge d'exploitation :

$$Q = \text{Max} \{ 1 \text{ kN (appliquée au milieu de la poutrelle)} ; 0,5\text{kN/ml de portée} \} = \text{Max} 1\text{kN} ; 0,5 \times 4,90$$

$$\text{D'où : } Q = 2,450\text{kN}$$

- Les charges permanentes sont données comme suit :

$$- \text{ Poids propre d'une poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$$

$$- \text{ Poids propre du corps creux d'épaisseur 20cm : } 1,3 \text{ à } 1,6 \text{ kN/m}^2 \implies 0,60 \times 1,4 = 0,84\text{kN/ml}$$

$$\text{D'où : } G = 0,96\text{kN/ml}$$

Sollicitations de calcul

Pour une portée $L = 4,9\text{m}$, on a :

- Moment fléchissant :

$$M_G = \frac{G \cdot L^2}{8} = 2,881\text{kN.m}$$

$$M_Q = \frac{Q \cdot L}{4} = 3,001\text{kN.m}$$

$$- \text{ A l'ELU : } M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 8,39\text{kN.m}$$

- A l'ELS : $M_{ser} = M_G + M_Q = 5,88kN.m$
- Pour l'effort tranchant :
 - A l'ELU : $T_u = \frac{(1.35G \times L + 1.5Q)}{2} = 5,01kN$
 - A l'ELS : $T_{ser} = (G \times L + Q)/2 = 3,58kN.m$

Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple par la méthode des moments résistants :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,391 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,9 \times 0,04)^2 \times 14,17} = 3,808$$

$$\mu > \mu_{lim} = 0,39$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaire pour équilibrer le moment M_u , mais comme la hauteur de la section est très faible, il est impossible d'introduire des armatures de compression. Il est donc impératif de prévoir des étais afin de diminuer le moment en diminuant la portée pour que les poutrelles puissent supporter les charges (avant le coulage de la table de compression) sans introduire des armatures comprimées.

L'espacement L_{max} des étais est calculé à partir de l'inéquation suivante :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \leq \mu_{lim} = 0,39$$

$$\text{Avec : } M_u = 1,35 \left(\frac{G \times L_{max}^2}{8} \right) + 1,5 \left(\frac{Q \times L_{max}}{4} \right)$$

L'inégalité précédente s'écrit :

$$1,35 \left(\frac{G \times L_{max}^2}{8} \right) + 1,5 \left(\frac{Q \times L_{max}}{4} \right) \leq 0,39 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

On en déduit $L_{max} = 0,82m$

Donc on prévoit des étais espacés de 80cm.

3.4.1.2 Après coulage

Après le coulage de la table de compression, les poutrelles sont considérées comme des poutres continues de section en T (avec talon) supportant les charges et surcharges des planchers.

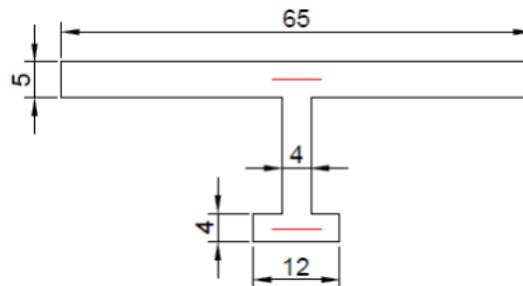


Figure 3.11: Section de calcul des poutrelles après coulage

Trois types de poutrelles continues sont à envisager dans notre bâtiment :

- à 7 travées ;
- à 5 travées ;
- et à 3 travées.

Combinaison d'action

La surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de 65cm de largeur.

- $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- $P_{ser} = G + Q$

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	P_u [kN/ml]	P_{ser} [kN/ml]
Terrasse	3,93	0,60	6,26	4,53
Etages courants	3,48	0,90	6,05	4,38
Locaux commerciaux (RDC+1 ^{er})	3,48	1,50	6.95	4.98

Table 3.15: Actions de calcul des poutrelles après coulage

On ne tiendra compte que des actions les plus défavorables afin de ne prévoir qu'un seul type de poutrelles. D'où, une poutrelle sera sollicitée par la charge uniformément répartie suivante :

- à l'ELU : $P_u = 6,948kN/ml$;
- à l'ELS : $P_{ser} = 4,980kN/ml$.

Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM 6, les résultats obtenus sont synthétisées dans le tableau suivant (3.16).

Type de poutrelle	Type de sollicitation	Sollicitations maximales [kN.m]	
Poutrelle à 7 travées	ELU	Moment d'appui [kN.m]	-17,80
		Moment en travée [kN.m]	15,42
		Effort tranchant d'appui [kN]	21,49
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-12,75
		Moment en travée [kN.m]	11,05
		Effort tranchant d'appui [kN]	15,40
Poutrelle à 5 travées	ELU	Moment d'appui [kN.m]	-12,64
		Moment en travée [kN.m]	8,96
		Effort tranchant d'appui [kN]	17,33
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-9,07
		Moment en travée [kN.m]	6,42
		Effort tranchant d'appui [kN]	12,42
Poutrelle à 3 travées	ELU	Moment d'appui [kN.m]	-17,21
		Moment en travée [kN.m]	15,66
		Effort tranchant d'appui [kN]	21,37
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-12,33
		Moment en travée [kN.m]	11,23
		Effort tranchant d'appui [kN]	15,32

Table 3.16: Sollicitations de calcul des poutrelles après coulage

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible.

- **Armatures longitudinales**

La section d'armatures est déterminée à l'aide du logiciel de calcul des poutres en flexion simple SOCOTEC. Les sections d'armatures nécessaires sont données dans le tableau suivant :

Type de poutrelle	Section	M_u [kN.m]	A_s [cm ²]	Armatures Sup	Armatures Inf
Poutrelles à 7 travées	Appuis	-17,80	2,65	HA14 + HA12	0
	Travées	15,42	2,05	0	2HA10 + HA8
Poutrelles à 5 travées	Appuis	-12,64	1,80	HA12 + HA10	0
	Travées	8,96	1,18	0	3HA8
Poutrelles à 3 travées	Appuis	-17,21	2,55	HA14 + HA12	0
	Travées	15,66	2,08	0	2HA10 + HA8

Table 3.17: Ferrillages des poutrelles

- **Armatures transversales**

En adoptant une section d'armatures transversales $A_{st} = 2\phi6$ (0,57cm²), le rapport de la section A_t sur l'espacement S_t des armatures transversales doit vérifier l'inégalité suivante [2] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}k)}{0,9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (3.3)$$

Où :

- α : est l'angle d'inclinaison des armatures transversales ($\alpha = 90^\circ$ car on a des armatures droites) ;
- k : est un coefficient tel que : $k = 1$ en flexion simple, $k = 0$ si la fissuration est considérée très préjudiciable ou s'il y a une reprise de bétonnage non traités.

En flexion simple, on utilise souvent la formule simplifiée suivante (armatures droites, participation du béton en traction négligée) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 \times d \times f_{su}}$$

D'où : $S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times d \times f_{su}}{V_u}$

Avec : V_u est l'effort tranchant à l'ELU dans la section, b_0 la largeur de l'âme et $d \approx 0,9h$ la position des aciers tendus.

On a : $V_u = 21,49kN$; $d = 22,5cm$; $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$; $A_t = 0,57cm^2$

D'où : $S_t \leq 18cm$

On prend un espacement $S_t = 15cm$.

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

Dans le cas où les armatures sont droites, et pour une fissuration peu préjudiciable, la contrainte doit vérifier [2] :

$$\tau_u = \frac{0,02149}{0,12 \times 0,225} = 0,796MPa \leq 3,33MPa \text{ (Condition vérifiée).}$$

Vérification de la condition de non-fragilité [3]

$$\rho \geq \frac{0,23f_{tj}}{f_e} ; \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{b_0d} \quad (3.4)$$

D'où : $A_s \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,33cm^2$

En travée : $A_s = 2HA10 + HA8 = 2,07cm^2 > 0,33cm^2$ (condition vérifiée) ;

Sur appui : $A_s = HA14 + HA12 = 2,67cm^2 > 0,33cm^2$ (condition vérifiée).

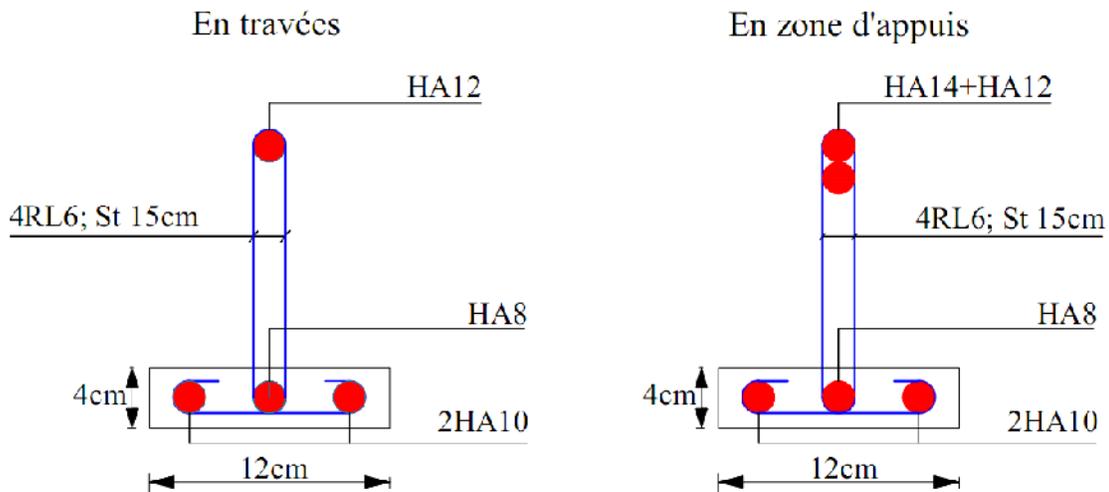


Figure 3.12: Ferrailage des poutrelles

3.4.2 Table de compression

Le ferrailage de la table de compression doit se faire suivant les deux sens afin d'éviter la fissuration du béton. Le ferrailage est en treillis soudée tel que La distance entre fils des panneaux de treillis soudés ne doit pas dépasser [3] :

- 20cm (5 barres par mètre) pour les fils perpendiculaires aux nervures ;
- 33cm (3 barres par mètre) pour les fils parallèles aux nervures.

La section A (en cm^2/ml) des fils perpendiculaires aux nervures doit être telle que :

- Si $50 \leq l \leq 80$, alors $A = 4 \frac{l}{f_e}$, avec (l en cm et f_e en MPa)
- Si $l \leq 50$, alors $A = \frac{200}{f_e}$

Soit :

l : distance entre-axes des poutrelles ($l = 65$ cm) ;

$f_e = 240$ MPa pour les treillis soudés de $\phi 6$.

Alors : $A = \frac{4 \times 65}{240} = 1,08 cm^2/ml$

On adopte 5HA6 ($A = 1,41 cm^2/ml$) avec un espacement $S_t = 20 cm$

Dans le sens parallèle aux nervures, la section à prévoir doit être au moins égale à $\frac{A}{2} = 0,54 cm^2$

On adopte un treillis soudés $\phi 6$, de nuance $FeE240$, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

Chapitre 4

Étude dynamique

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

- Respect de la réglementation parasismique ;
- Conception architecturale parasismique ;
- Mise en oeuvre soignée de la construction.

4.1 Objectifs de l'étude dynamique

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.2 Choix de la méthode

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.

- La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99/2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99/2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

4.3 Méthode dynamique modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

4.3.1 Spectre de réponse

Selon le RPA 99/2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : facteur de correction d'amortissement.
- ξ : pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : facteur de qualité.

D'après le RPA99/2003 on a :

- $A = 0,25$: Zone III, groupe d'usage 2 (tableau 4.1 RPA99/2003) ;
- $R = 5$: Structure mixte avec interaction portiques-voiles (tableau 4.3 RPA99/2003) ;
- $\xi = 7\%$ (tableau 4.2 RPA99/2003) ;
- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.88 \geq 0.7$;
- $T_1 = 0,15$ s ; $T_2 = 0.50$ s : Site meuble « S_3 » (tableau 4.7 RPA99/2003) ;
- $Q = 1,10$ (tableau 4.4 RPA99/2003).

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T [s]	Sa/g								
0	0,313	1,0	0,095	2,0	0,060	3,0	0,046	4,0	0,028
0,1	0,205	1,1	0,090	2,1	0,058	3,1	0,043	4,1	0,027
0,2	0,152	1,2	0,085	2,2	0,056	3,2	0,041	4,2	0,026
0,3	0,152	1,3	0,080	2,3	0,055	3,3	0,039	4,3	0,025
0,4	0,152	1,4	0,076	2,4	0,053	3,4	0,037	4,4	0,024
0,5	0,152	1,5	0,073	2,5	0,052	3,5	0,036	4,5	0,023
0,6	0,134	1,6	0,070	2,6	0,051	3,6	0,034	4,6	0,023
0,7	0,121	1,7	0,067	2,7	0,049	3,7	0,032	4,7	0,022
0,8	0,111	1,8	0,065	2,8	0,048	3,8	0,031	4,8	0,021
0,9	0,102	1,9	0,062	2,9	0,047	3,9	0,030	4,9	0,020

TAB. 4.1: Valeurs du spectre de réponse

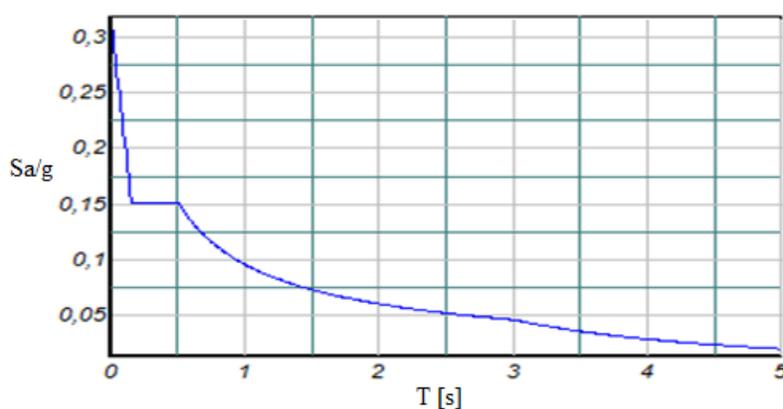


FIG. 4.1: Allure du spectre de réponse

4.3.2 Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes de vibration à considérer doit être tel que [1] :

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

- Où 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 minimal de modes (K) à considérer est donné par l'inégalité suivante [1] :

$$K \geq 3\sqrt{N}, \text{ et } : T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

Avec :

- N : nombre de niveaux au-dessus du sol;
- T_k : période du mode K.

A partir de ces conditions, le nombre de modes à prendre en compte doit être égal au moins à 11.

4.3.3 Combinaison des réponses modales

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 :

$$r \leq 10/(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

- 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 considéré ;
 - E_i : valeur modale de E selon le mode « i » ;
 - K : nombre de modes retenus.
- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

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

4.4 Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel SAP2000 (Version V14.2.2), sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 13 niveaux (RDC + 12 étages) encastrée à sa base. Le logiciel permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (matrice de rigidité, déplacements et efforts) à partir d'une modélisation préalable et appropriée.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (dalles, escaliers, balcons...).

- Les poteaux et les poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- Les voiles par un élément de type SHELL.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations avec une minoration telle que donnée dans la formule suivante [1] :

$$W = G + \beta \times Q \quad (4.1)$$

Avec :

- G : poids propre ;
- Q : charge d'exploitation ;
- β : coefficient de pondération ($\beta = 0.2$ pour une structure d'habitation).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

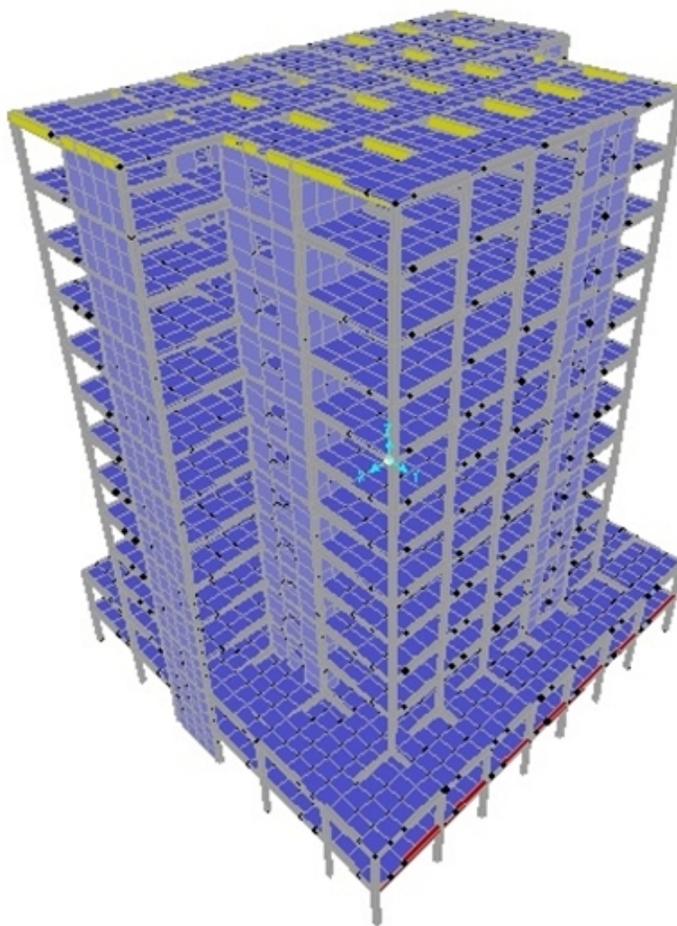


FIG. 4.2: Modèle en 3D de la structure

4.5 Disposition des voiles

Le système structurel choisi est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction. Le choix de ce système structurel est dû à la forme irrégulière en plan et en élévation du bâtiment, ce qui a nécessité le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99/2003, à savoir :

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

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour la disposition représentée dans la figure (4.3) qui adonné des résultats satisfaisants.

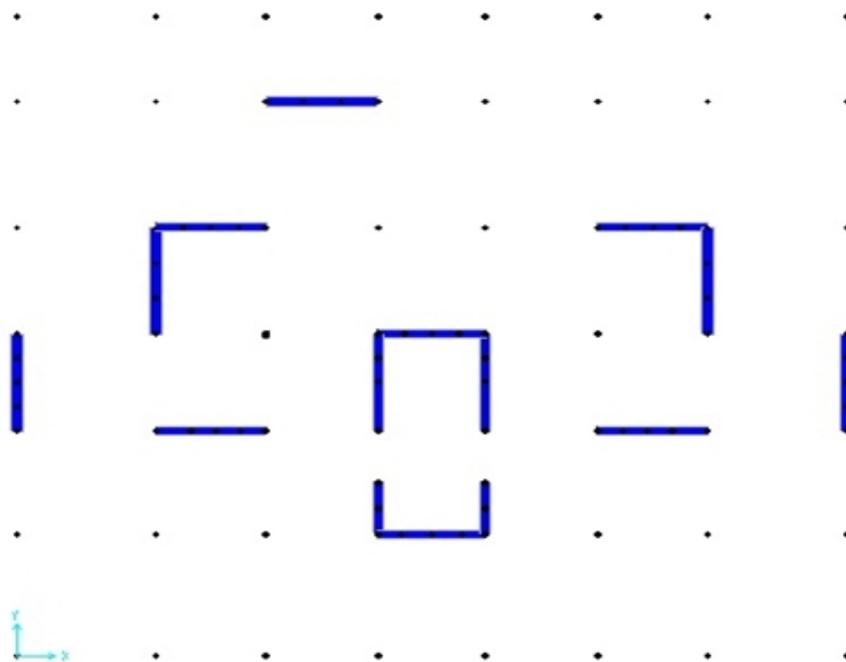


FIG. 4.3: Vue en plan de la disposition des voiles

4.6 Résultats et observations de l'analyse modale

Le tableau 4.2 présente les différents résultats obtenus de l'analyse modale (périodes, masses modales, masses cumulées) :

Mode N	Période [s]	%de la masse modale suivant X	%de la masse modale suivant Y	% cumulé de la masse modale suivant X	% cumulé de la masse modale suivant Y
1	0,934699	0,61963	0,00013	0,61963	0,00013
2	0,852552	0,00014	0,62533	0,61977	0,62546
3	0,748215	0,00481	0,00001062	0,62458	0,62547
4	0,224685	0,19058	0,00002388	0,81516	0,62549
5	0,201073	0,00002875	0,19098	0,81519	0,81647
6	0,177641	0,01189	0,00001823	0,82708	0,81649
7	0,11753	0,000004765	0,00005708	0,82708	0,81655
8	0,111831	2,386E-07	0,000004782	0,82708	0,81655
9	0,109745	6,295E-10	0,00015	0,82708	0,8167
10	0,109685	0,00004246	1,603E-09	0,82712	0,8167
11	0,10376	0,07471	0,00000788	0,90183	0,8167
12	0,100391	0,00028	0,000005018	0,90211	0,81671
13	0,099468	0,00003485	0,000002147	0,90215	0,81671
14	0,099124	0,00006197	0,000005651	0,90221	0,81672
15	0,097732	0,000001571	0,000007654	0,90221	0,81673
16	0,096949	2,297E-08	0,00006378	0,90221	0,81679
17	0,096888	0,00012	4,72E-08	0,90233	0,81679
18	0,094516	0,00002096	0,00017	0,90235	0,81695
19	0,090598	0,00001832	0,08247	0,90237	0,89942
20	0,089166	2,868E-07	0,00003045	0,90237	0,89945
21	0,088965	0,000001379	0,00504	0,90237	0,90449
22	0,088795	0,00000339	7,979E-07	0,61963	0,00013

TAB. 4.2: Participation des masses modales effectives

Interprétations des résultats obtenus :

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (xx) ;
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (yy) ;
- Le troisième mode est un mode de torsion ;
- Les facteurs de participation massique ont atteint les 90% aux 11ème et 21ème modes respectivement pour le sens x et y ;
- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (44,7%), en plus les voiles reprennent 80,8% des sollicitations dues aux charges horizontales suivant l'axe (xx) et 85,5% suivant l'axe (yy). De ce fait l'article (3.4-4.a) du RPA n'est pas vérifié.

4.7 Vérifications

Les vérifications suivantes sont nécessaires selon le RPA99/2003.

4.7.1 Vérification de la période

La valeur de la période donnée par SAP2000 doit vérifier la condition de l'article 4.2.4 du RPA99/2003. Ce dernier exige que cette période ne doive pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% :

$$T_{empirique} = C_t \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4.2)$$

Avec :

- $h_N = 40,46$ m : hauteur totale de la structure ;
- $C_t = 0,05$: coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

D'où : $T_{empirique} = 0,05 \times 40,46^{\frac{3}{4}} = 0,80$ s $\Rightarrow 1,3 \times T_{empirique} = 1,04$ s

$T_{numérique} = 0,93$ s $< 1,3 T_{empirique} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4.7.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée " $T_{numérique}$ ". Dans le cas contraire, on doit majorer l'effort tranchant à la base par le rapport $0,8 \frac{V}{V_t}$.

- L'effort tranchant à la base qu'il faut considérer est donc donné par la formule suivante :
 $V_{t,majoré} = (1 + 0,8 \frac{V}{V_t}) \times V_t$
- Le calcul de la force sismique à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente est donné par la formule suivante :
- $V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$; Dans laquelle :
 - A : coefficient d'accélération de zone ;
 - Q : facteur de qualité ;
 - R : coefficient de comportement ;
 - W : poids total de la structure ;
 - D : facteur d'amplification dynamique moyen ;

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} ; \text{ avec } \begin{cases} T_2 = 0,5 \text{ s} \\ \eta = 0,88 \end{cases}$$

$$- T_{i,empirique} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_i}}$$

$$- \begin{cases} L_x = 32,0 \text{ m} \\ L_y = 30,1 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,64 \text{ s} \\ T_y = 0,66 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,87 \\ D_y = 1,83 \end{cases}$$

A	Q	R	D_x	D_y	W [kN]	V_x [kN]	V_y [kN]
0,25	1,10	5	1,87	1,83	91001,36	9359,49	9159,28

TAB. 4.3: Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente

	V_{dx} [kN]	V_{dy} [kN]
E_x	7376,377	104,722
E_y	98,794	7396,823

TAB. 4.4: Forces sismiques à la base par la méthode modale spectrale (par SAP 2000)

	F_x [kN]	F_y [kN]	V [kN]	F/V	F/V $\geq 0,80$
Sens x	7487,60	-	9359,49	0,80	Vérifié
Sens y	-	7396,823	9159,28	0,81	Vérifié

TAB. 4.5: Vérification de l'effort tranchant à la base

4.7.3 Vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'article 5.10 du RPA99/2003 préconise de vérifier l'inégalité ci-dessous :

$$\Delta^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 1\% h_e$, h_e étant la hauteur d'étage.

$$\begin{cases} \Delta_x^k = R \times \Delta_{ex}^k \\ \Delta_y^k = R \times \Delta_{ey}^k \end{cases}$$

$$\text{Où : } \begin{cases} \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \\ \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1} \end{cases}$$

- Δ_{ex}^k , Δ_{ey}^k : déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 ;

- $\delta_{ex}^k, \delta_{ey}^k$: déplacements dus aux forces sismiques au niveau k ;
- R = 5.

Niveau	δ_{ex} [cm]	δ_{ey} [cm]	Δ_{ex} [cm]	Δ_{ey} [cm]	Δ_x [cm]	Δ_y [cm]	Δ [cm]	$\Delta_{x/y} \leq \Delta$
12	3,96	3,28	0,35	0,29	1,74	1,45	3,06	vérifié
11	3,60	2,99	0,35	0,3	1,74	1,5	3,06	vérifié
10	3,26	2,69	0,36	0,3	1,79	1,5	3,06	vérifié
9	2,90	2,39	0,37	0,3	1,85	1,5	3,06	vérifié
8	2,53	2,09	0,37	0,3	1,85	1,5	3,06	vérifié
7	2,16	1,79	0,36	0,31	1,79	1,55	3,06	vérifié
6	1,80	1,48	0,36	0,3	1,79	1,5	3,06	vérifié
5	1,44	1,18	0,34	0,28	1,69	1,4	3,06	vérifié
4	1,11	0,9	0,31	0,26	1,53	1,3	3,06	vérifié
3	0,80	0,64	0,27	0,23	1,37	1,15	3,06	vérifié
2	0,53	0,41	0,21	0,19	1,05	0,95	3,06	vérifié
1	0,32	0,22	0,21	0,15	1,05	0,75	3,40	vérifié
RDC	0,11	0,07	0,11	0,07	0,55	0,35	3,40	vérifié

TAB. 4.6: Vérifications des déplacements Inter-étages

4.7.4 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet $P - \Delta$ est un effet non linéaire (effet de 2nd ordre) qui peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux [1] :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G + Q + E) ;
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niveau	h_k [m]	P_k [kN]	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k [cm]	V_k	θ_k	Δ_k [cm]	V_k	θ_k
12	3,06	5998,56	1,74	1316,75	0,026	1,45	1373,66	0,021
11	3,06	12244,92	1,74	2360,77	0,030	1,5	2424,75	0,025
10	3,06	18526,08	1,79	3148,75	0,034	1,5	3228,79	0,028
9	3,06	24807,25	1,85	3657,84	0,041	1,5	3877,27	0,031
8	3,06	31088,42	1,85	4231,18	0,044	1,5	4427,15	0,034
7	3,06	37455,26	1,79	4719,14	0,047	1,55	4977,95	0,038
6	3,06	43822,11	1,79	5254,64	0,049	1,5	5469,7	0,039
5	3,06	50188,96	1,69	5787,42	0,048	1,4	5878,35	0,039
4	3,06	56662,9	1,53	6029,78	0,047	1,3	6223,47	0,039
3	3,06	63136,85	1,37	6476,10	0,044	1,15	6539,76	0,036
2	3,06	69610,79	1,05	6770,46	0,035	0,95	6829,15	0,032
1	3,40	80071,86	1,05	7151,075	0,034	0,75	7205,93	0,025
RDC	3,40	91001,36	0,55	7376,38	0,020	0,35	7396,82	0,013

TAB. 4.7: Vérification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

On constate que $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet $P - \Delta$ dans le calcul des éléments structuraux.

4.7.5 Vérification au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble de la structure, soumise à des effets de renversement dus aux cas les plus défavorables des sollicitations.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

- M_R : moment renversant obtenu à partir des résultats de l'analyse par le logiciel (SAP2000).
- M_S : moment stabilisant ; $M_S = \begin{cases} M_{Sx,G} = W \times X_G \\ M_{Sy,G} = W \times Y_G \end{cases}$
- (X_G, Y_G) : coordonnées du centre de gravité de la structure.
- W : poids total du bâtiment.

	W [kN]	(X_G, Y_G) [m]	M_S [kN.m]	M_R [kN.m]	M_S / M_R
Sens x	91001,36	15,5	1410521,1	201637,007	7,00
Sens y		14,7	1337720,0	206474,35	6,48

TAB. 4.8: Vérification de la stabilité au renversement

La stabilité au renversement est vérifiée.

Chapitre 5

Ferraillage des éléments structuraux

Après avoir calculé toutes les charges auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment (poteaux, poutres et voiles), nous allons procéder au calcul de leurs ferrailages. Ces derniers seront conformes aux règles de calcul en vigueur en Algérie, à savoir : CBA93, BAEL91 et RPA99/2003.

5.1 Ferraillage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » en considérant le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, en considérant les trois cas de chargement possibles suivants :

- $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$;
- $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$;
- $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$.

5.1.1 Combinaisons des charges

Le calcul doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les règlements.

- Selon le BAEL91 : Situation durable (ELU) $\rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le RPA99/2003 (Art 5.2) : Situation accidentelle $\rightarrow G+Q+E$ et $0,8 G \pm E$
 - G : charges permanentes ;
 - Q : charges d'exploitation non pondérées ;
 - E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	f_{su} [MPa]
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15		21,73	1		400

TAB. 5.1: Coefficients de sécurité et contraintes limites du béton et de l'acier

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

5.1.2 Recommandations du RPA 99/version 2003

D'après le RPA99/2003 (Art 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :
 - Le pourcentage minimal : $A_{min} = A_s > 0,9 \%$ (b×h)
 - Le pourcentage maximal :
 - * $A_{max} = \frac{A_{max}}{b \times h} < 4\%$ en zone courante.
 - * $A_{max} = \frac{A_{max}}{b \times h} < 6\%$ en zone recouvrement.
 - 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 face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (5.1)$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul ;
- f_e : la contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :
 - * $\rho_a = 2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ dans la direction considérée ;
 - * $\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.
- h_1 : la hauteur totale de la section brute ;
- t : l'espacement des armatures transversales.

5.1.3 Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000

Les sollicitations de calcul en considérant les cas de chargement cités précédemment sont présentées dans les tableaux suivants :

1. $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$:

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaison de charges	N_{max} [kN]	$M_{correspondant}$ [kN.m]	V_{max} [kN]
RDC+1 ^{er}	60×60	ELU	-3180.169	12.2866	49.57
	40×40	ELU	-581.654	6.9079	-63.074
2+3+4 ^{ème}	55×55	ELU	-2478.488	-23.8554	-64.749
5+6+7 ^{ème}	45×45	ELU	-1710.707	25.3714	-70.526
8+9+10 ^{ème}	35×35	ELU	-1027.509	25.2905	64.348
11+12 ^{ème}	30×30	ELU	-412.802	26.3364	-41.289

Table 5.2: Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

2. $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$:

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaison de charges	M_{max} [kN.m]	$N_{correspondant}$ [kN]	V_{max} [kN]
RDC+1 ^{er}	60×60	G+Q+Ey	-96.8643	-1578.156	49.57
	40×40	ELU	-112.5434	-181.119	-63.074
2+3+4 ^{ème}	55×55	G+Q+Ey	-1234.391	100.8816	-64.749
5+6+7 ^{ème}	45×45	G+Q+Ex	-114.5985	-948.845	-70.526
8+9+10 ^{ème}	35×35	G+Q+Ey	95.2743	-254.189	64.348
11+12 ^{ème}	30×30	G+Q+Ey	-66.5951	-170.305	-41.289

Table 5.3: Sollicitations de calcul pour le cas de charge $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

3. $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$:

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	Combinaison de charges	N_{min} [kN]	$M_{correspondant}$ [kN.m]	V_{max} [kN]
RDC+1 ^{er}	60×60	0,8G+Ex	-516.279	41.2649	49.57
	40×40	0,8G+Ey	-26.809	33.9527	-63.074
2+3+4 ^{ème}	55×55	0,8G+Ex	-251.74	48.6152	-64.749
5+6+7 ^{ème}	45×45	0,8G+Ex	-149.803	54.8101	-70.526
8+9+10 ^{ème}	35×35	0,8G+Ex	-26.542	1.4983	64.348
11+12 ^{ème}	30×30	0,8G+Ex	-12.725	31.6063	-41.289

Table 5.4: Sollicitations de calcul pour le cas de charge $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

5.1.4 Ferrailage adopté pour les poteaux

Les armatures longitudinales obtenues pour les différents types de poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section des poteaux [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_{s\min}^{RPA}$ [cm ²]	Choix des barres	$A_s^{réelle}$ [cm ²]
RDC+1 ^{er}	60×60	6.66	32.40	4HA20+12HA16	36.69
	40×40	6.16	14.40	8HA16	16.08
2+3+4 ^{ème}	55×55	5.97	27.23	16HA16	32.17
5+6+7 ^{ème}	45×45	4.67	18.225	12HA16	24.13
8+9+10 ^{ème}	35×35	5.29	11.025	8HA14	12.32
11+12 ^{ème}	30×30	4.77	8.10	4HA14+4HA12	10.68

Table 5.5: Résultats du ferrailage des poteaux

Remarques

- On constate que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA99/2003.
- La condition de non-fragilité : $A_{s\min} \geq \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 4,10 \text{ cm}^2$ est vérifiée.

5.1.5 Armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poteaux de chaque niveau.

Vérification de la contrainte de cisaillement

- $\tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$
- $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0,04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

- $\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ (pour une fissuration peu préjudiciable).

Niveaux	V_{max} [kN]	τ [MPa]	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
RDC+1 ^{er}	49.57	0.14	2.88	0.04	1.000	3.33
	63.074	0.40	5.16	0.075	1.875	
2+3+4 ^{ème}	64.749	0.21	3.32	0.04	1.000	
5+6+7 ^{ème}	70.526	0.38	4.06	0.04	1.000	
8+9+10 ^{ème}	64.348	0.57	5.22	0.075	1.875	
11+12 ^{ème}	41.289	0.51	6.09	0.075	1.875	

Figure 5.1: Vérification des contraintes tangentielles

Toutes les conditions sont donc vérifiées.

La section d'armatures transversales A_t est calculée comme suit à partir de la relation (5.1):

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t$$

La valeur maximale de l'espacement t (en zone III) est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm
On prend un espacement $t = 10$ cm
- Dans la zone courante : $t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \phi_1) = 12$ cm, Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Pour un poteau au RDC, on a $\phi_{1,min} = 16$ cm : On prend $t' = 15$ cm.

Niveaux	V_u [kN]	λ_g	ρ_a	h_1 [cm]	f_e [MPa]	A_t [cm ²]	
						Zone nodale	Zone courante
RDC+1 ^{er}	49.57	2.88	3.75	60	400	0.77	1.16
	63.074	5.16	2;5	40		0.99	1.45
2+3+4 ^{ème}	64.749	3.32	3.75	55		1.10	1.66
5+6+7 ^{ème}	70.526	4.06	3.75	45		1.47	2.20
8+9+10 ^{ème}	64.348	5.22	2.5	35		1.15	1.72
11+12 ^{ème}	41.289	6.09	2.5	30		0.86	1.29

Table 5.6: Calcul des armatures transversales des poteaux

Selon le RPA99/2003, la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/S_t \times b$) en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3% ;
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8% ;
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les deux valeurs limites précédentes.

Niveaux	b [cm]	λ_g	A_t [cm ²]		A_t adoptée [cm ²]	
			Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC+1 ^{er}	60	2.88	4.80	7.20	6HA8+2HA10	8HA10+2HA8
	40	5.16	1.20	1.80	4HA8	4HA8
2+3+4 ^{ème}	55	3.32	3.96	5.94	8HA8	8HA8
5+6+7 ^{ème}	45	4.06	2.41	3.61	6HA8	2HA8+4HA10
8+9+10 ^{ème}	35	5.22	1.05	1.58	4HA8	4HA8
11+12 ^{ème}	30	6.09	0.90	1.35	4HA8	4HA8

Table 5.7: Résultats du ferrailage transversal des poteaux

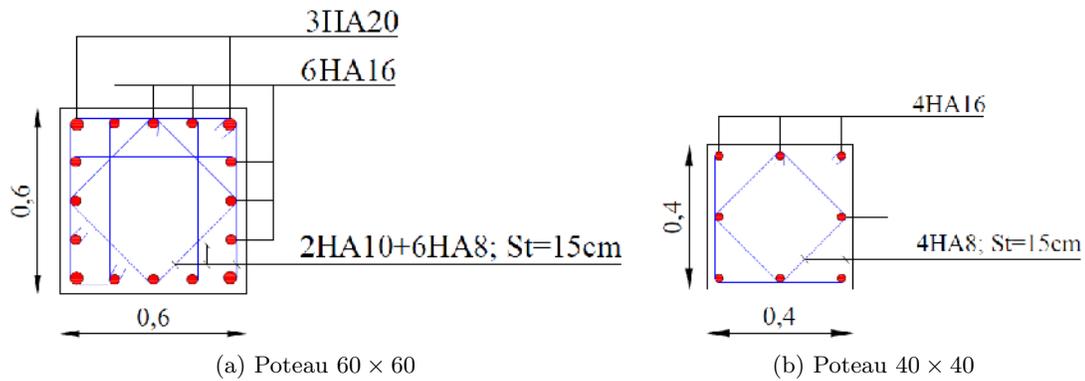


Figure 5.2: Ferrailage des poteaux du RDC

5.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en situation durable et en situation accidentelle avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

5.2.1 Recommandations du RPA 99/version 2003

D'après le RPA99/2003 (Art 7.5.2), on a :

- Pour les armatures longitudinales :
 - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section ;
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - * 4% en zone courante ;
 - * 6% en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de : 50ϕ en zone III ;
 - Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° ;
 - L'espacement maximum est de 10 cm entre 2 cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.
- Pour les armatures transversales :
 - La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$;
 - L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- * Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 $S = \min (h/4 ; 12 \phi_l) ;$
- * En dehors de la zone nodale: $S \leq h/2 .$

5.2.2 Ferrailage adopté pour les poutres

Les armatures longitudinales obtenues pour les poutres principales et secondaires sont données dans le tableau suivant :

Type de poutre	Niveaux	Combinaison	En travée		Sur appuis		$A_{s\ min}^{RPA}$ [cm ²]
			M [kN.m]	A_s [cm ²]	M [kN.m]	A_s [cm ²]	
Principales	Terrasse	G+Q+Ey	195.98	12.38	250.05	17.23	6.75
	Étage courant	G+Q+Ey	262.08	18.43	314.36	23.08	6.75
	1 ^{er} étage	ELU	109.37	7.52	211.32	17.41	6.75
Secondaires	Terrasse	G+Q+Ex	147.68	11.05	153.28	11.05	6
	Étage courant	G+Q+Ex	160.84	11.77	168.36	12.51	6
	1 ^{er} étage	G+Q+Ex	43.36	2.80	51.52	3.35	6

Table 5.8: Ferrailage longitudinal des poutres

Vérification de la condition de non-fragilité

- Poutres principales : $A_{s\ min} \geq \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,52 \text{ cm}^2$; la condition est vérifiée.
- Poutres secondaires : $A_{s\ min} \geq \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,34 \text{ cm}^2$; la condition est vérifiée.

5.2.3 Armatures transversales

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les poutres principales et secondaires.

Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ (pour une fissuration peu préjudiciable).

Type de poutre	V_{max} [kN]	τ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
Poutres principales	286.40	2.27	3.33
Poutres secondaires	84.12	0.77	

Table 5.9: Vérification des contraintes tangentielles

Toutes les conditions sont donc vérifiées.

Calcul des armatures transversales

Dispositions constructives :

- Selon le CBA93, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \quad (5.2)$$

Avec :

- b : largeur de la poutre ;
- S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales, tel que : $S_t \leq \min\{0,9d; 40cm\}$

- Le RPA99/2003 impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $S_t \leq \min\{h/4; 12\phi_l\}$;
- En zone courante : $S_t \leq h/2$.

Les valeurs de l'espacement S_t et de la section d'armature transversale A_t et A_s sont données dans le tableau suivant :

Type de poutre	Niveaux	S_t [cm] [CBA93]	S_t [cm] [RPA99/2003]		A_t [cm ²]	A_s [cm ²]	
			Zone nodale	Zone courante		En travée	Sur appui
Poutres principales	Terrasse	30	11	20	4HA8 (1cadre + 1 étier)	3HA25	3HA25+ 3HA14
	Ét. courant					3HA25+ 3HA14	3HA25+ 3HA20
	1 ^{er} étage					3HA25	3HA25+ 3HA14
Poutres secondaires	Terrasse	10	10	20	4HA8 (1cadre + 1 étier)	3HA20+ 3HA14	3HA20+ 3HA14
	Ét. courant					3HA20+ 3HA14	3HA20+ 3HA14
	1 ^{er} étage					6HA12	6HA12

Table 5.10: Résultats du ferrailage transversal des poutres

5.2.4 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

- Appui de rive (Influence sur le béton) :

On vérifie que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $a = 0,9 \times d = 37,35 \text{ cm}$

D'où : $V_u \leq 0,267 \times 0,3735 \times 0,3 \times 25 = 747,93 \text{ kN}$

Alors : $V_u = 286,40 \text{ kN} \leq 747,93 \text{ kN}$; la condition est vérifiée.

- Appui intermédiaire (Influence sur les armatures inférieures) :

On doit vérifier que : $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$

$V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} = 286,40 + \frac{(-314,36)}{0,9 \times 0,37} = -656,54 < 0 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

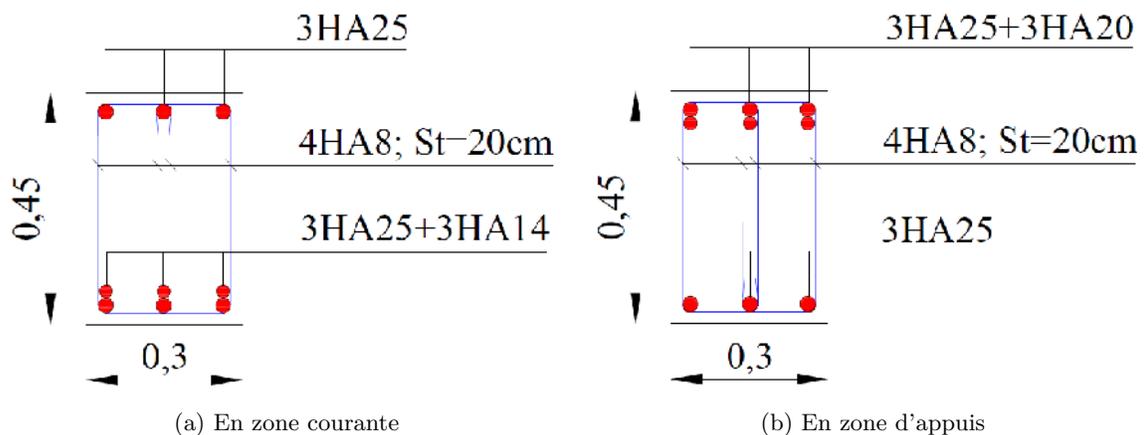


FIG. 5.3: Ferrailage des poutres principales pour un étage courant

5.3 Ferrailage des voiles

Les voiles sont soumis à un moment fléchissant et un effort tranchant provoqués par l'action du séisme, ainsi qu'un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales, horizontales et transversales.

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/2003.

5.3.1 Voiles pleins et trumeaux

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes (méthode de Navier) et vérifiée selon RPA 99/2003 sous les efforts N_{max} et $M_{correspondant}$, en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$;
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$.

5.3.1.1 Ferrailage vertical

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est donnée par [Art 7.7.4 RPA99/2003] :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right\}$$

Avec :

- L' : longueur de la zone comprimée ;
- h_e : hauteur entre nus des planchers du voile (où trumeau) considéré.

Les sollicitations de la bande sont données par :

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \times V}{I} \quad (5.3)$$

Avec :

- N : effort normal appliqué ;
- M : moment fléchissant appliqué ;
- Ω : Section transversale du voile ;
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême ;
- I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1er cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA99/2003 ($A_{min} = 0,20 \times e \times L$).

- 2ème cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

La section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée). On calcul le volume des contraintes de traction F_t , d'où la section des armatures verticales $A_v = F_t / f_e$. On compare A_v avec la section minimale :

- Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% \times e \times L$, on ferraille avec la section minimale
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- 3ème cas : (σ_1, σ_2) sont de signe différent

La section du voile est partiellement comprimée. On calcul contraintes pour la zone tendue.

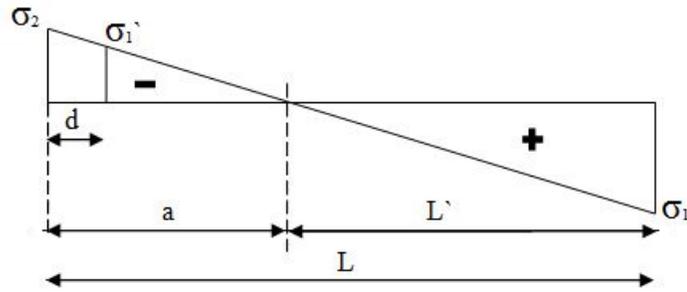


FIG. 5.4: Schéma des contraintes développées dans un voile

Avec :

$$\sigma'_1 = \frac{\sigma_1 \times a}{L'}$$

$$v = L/2$$

$$v' = d/2$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma'_2 - \sigma_2) \quad N_1 = (\Omega'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2)$$

$$c = 5cm$$

$$e_2 = (h/2) + e_0 - c'$$

$$A_v = A_1 + A_2$$

$$a = L \times \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$\Omega = e \times L$$

$$\Omega' = e \times d$$

$$c' = 10cm$$

$$A_1 = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) \times f_e}$$

$$A_v / \text{face} / ml = A_v / (2 \times L)$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$L' = L - a \times L$$

$$I' = \frac{e \times d^3}{12}$$

$$e_0 = M_1 / N_1$$

$$e_1 = (d/2) - e_0 - c$$

$$A_2 = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e}$$

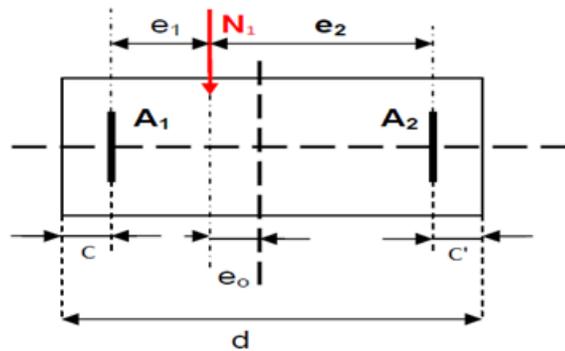


FIG. 5.5: Schéma descriptif pour le calcul de la bande

Position du voile	N [kN]	M [kN.m]	L [m]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	d [m]	A_1 [cm ²]	A_2 [cm ²]	A_v [cm ²]
Vx1	-899.99	2564.67	4.20	3.29	-5.43	1.06	4.66	4.87	9.53
Vx2	-1386.31	2577.42	4.10	2.91	-6.29	0.86	6.20	6.04	12.24
Vx3	-781.085	2654.21	4.00	4.00	-5.95	1.07	5.04	4.77	9.81
Vx4	-2668.85	513.98	1.84	-2.70	-11.81	2.38	4.74	2.29	7.04
Vx5	-705.67	551.62	0.85	18.75	-27.06	0.23	19.19	18.76	37.95
Vy1	-1142.09	2762.07	4.50	2.82	-5.36	1.03	5.13	4.95	10.08
Vy2	-1794.22	2763.11	4.95	1.57	-5.19	0.77	5.72	5.64	11.36
Vy3	-1307.72	3022.60	4.80	2.57	-5.30	1.05	5.25	5.09	10.34
Vy4	-1425.28	1058.89	2.20	3.32	-9.80	0.37	9.98	9.89	19.87

TAB. 5.11: Ferrailage vertical des voiles

D'après les prescriptions imposées par le RPA99/2003, on a :

- Armatures minimales [Art. 7.7.4.1] : $A_{RPA} = 0,20\% \times e \times a$
- Le pourcentage minimal [Art. 7.7.4.3] : $A_{min} = 0,15\% \times e \times L$

Donc : $A_{sv} = \max \{A_v, A_{min}, A_{RPA}\}$

- L'espaceur :

- En zone courante $S_t \leq \min \{1, 5e, 30cm\} = 30cm \rightarrow$ On choisit $S_t = 20$ cm ;
- En zone d'about ($L/10$) : $S_{ta} = S_t/2 = 10$ cm

Voile	A_v [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	$A_{sv}/face/ml$ [cm ²]	Ferrailage adopté
Vx1	9.53	10.46	12.6	12.6	4.51	5HA12
Vx2	12.24	11.21	12.3	12.3	7.08	5HA14
Vx3	9.81	9.57	12	12	4.58	5HA12
Vx4	7.04	9.54	5.52	9.54	1.48	5HA10
Vx5	37.95	2.01	2.55	37.95	48.30	10HA25
Vy1	10.08	11.79	13.5	13.5	4.87	5HA12
Vy2	11.36	15.20	14.85	15.20	7.41	5HA14
Vy3	10.34	12.92	14.4	14.4	4.94	5HA12
Vy4	19.87	6.57	6.6	19.87	26.75	10HA20

TAB. 5.12: Choix des armatures

5.3.1.2 Ferrailage horizontal

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement [Art 7.7.2 du RPA99/2003].

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

- $\bar{V} = 1,4V_{calcul}$;
- e : épaisseur du voile ;
- $d = 0.9h$: hauteur utile ;
- h : hauteur totale de la section brute (hauteur d'étage).

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $0.15\% \times e \times h$ si $\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa$;
- $0.25\% \times e \times h$ si $\tau_b \geq 0,025f_{c28}$.

L'espacement : $S_t \leq \min \{1,5e; 30cm\}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Position du voile	V [kN]	τ_b [MPa]	A_h [cm ²]	Ferrailage adopté/face/ml	Espacement [cm]
Vx1	872,45	1,42	17	3HA12	30
Vx2	1021,42	1,67	17	3HA12	
Vx3	1207,97	1,97	17	3HA12	
Vx4	417,64	0,68	17	3HA12	
Vx5	248,49	0,41	10,2	3HA10	
Vy1	880,63	1,44	17	3HA12	
Vy2	1188,38	1,94	17	3HA12	
Vy3	947,74	1,55	17	3HA12	
Vy4	274,07	0,45	10,2	3HA10	

TAB. 5.13: Ferrailage horizontal des voiles

Un exemple de ferrailage des voiles est illustré dans la figure suivante (voile Vx2).

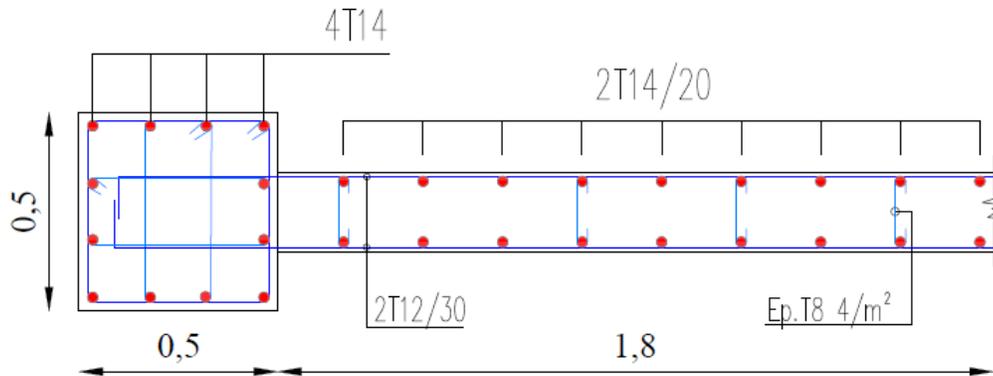


FIG. 5.6: Ferrailage du voile Vx2

5.3.2 Ferrailage des linteaux

Les voiles Vx1, Vx4, Vx5 et Vy2 comportent une file d'ouvertures dont on calculera le ferrailage des linteaux dans ce qui suit.

On exposera les détails de calcul pour le linteau du voile Vx1.

5.3.2.1 Sollicitations

Conformément au RPA99/2003, les linteaux seront calculés en flexion simple sous la combinaison G+Q+E. Les sollicitations maximales du linteau sous cette combinaison sont :

$$M = 217,20 \text{ kN.m}$$

$$V = 383,91 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V = 537,48 \text{ kN}$$

5.3.2.2 Contrainte de cisaillement dans les linteaux

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{0,574}{0,2 \times 0,9 \times 0,86} = 3,71 \text{ MPa} > \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

D'où : Les armatures diagonales A_D sont obligatoires [1].

Par ailleurs, en plus de A_D il faut disposer un ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire (selon le RPA99/2003).

Armatures diagonales

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{L} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,74^\circ$$

Avec :

- h = 0,86 m : hauteur du linteau ;
- d' = 3 cm : distance d'enrobage ;
- L = 1,2 m : longueur du linteau.

D'où : $A_D = 9,67 \text{ cm}^2$; On adopte 8HA14.

Armatures longitudinales

$$A_l = A'_l \geq 0,15\% \times e \times L = 2,58 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA14.

Armatures transversales

$$\tau_b \geq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Donc : $A_t = 0,25\% \times e \times S_t$

L'espacement : $S_t \leq h/4 = 22\text{cm}$

D'où : $A_t = 0,0025 \times 20 \times 22 = 1,1\text{ cm}^2$

On adopte un cadre $\phi 10$.

Armatures de peau (de répartition)

$A_c = 0,2\% \times e \times h = 3,44\text{cm}^2$

On adopte 4HA12.

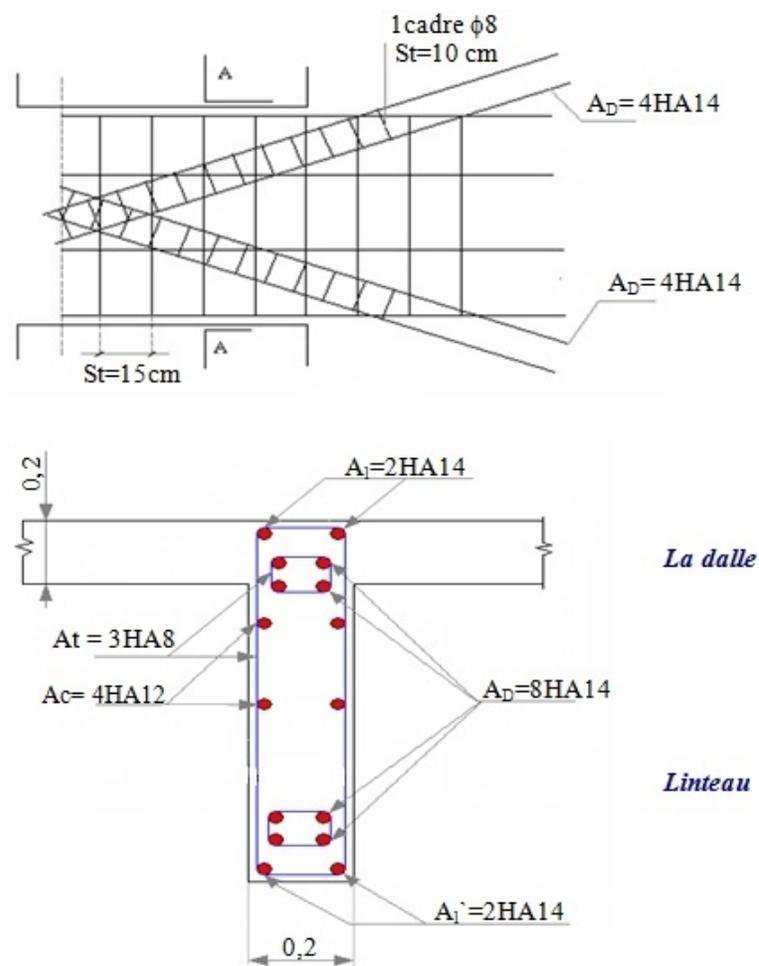


FIG. 5.7: Ferrailage du linteau

Chapitre 6

Étude de l'infrastructure

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol et assurent la stabilité de l'ouvrage. L'infrastructure doit, dans ce cadre, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charges de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

6.1 Étude du voile Périphérique

Afin de donner à la partie enterrée de la construction (sous-sol) plus de rigidité et la capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé d'un double quadrillage d'armature.

6.1.1 Prédimensionnement

le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes [1] :

- Epaisseur $e \geq 15cm$;
- Armatures constituées de deux nappes ;
- Pourcentage minimum d'armatures de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20cm$.

La hauteur du voile périphérique $h = 5,6m$.

6.1.2 Modélisation et calcul du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres et travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

On considérera pour le remblai les caractéristiques suivantes :

- $\gamma_d = 18kN/m^3$: Poids spécifique du remblai ;
- $\varphi = 20^\circ$: Angle de frottement interne ;
- $Kp = tg^2[(\frac{\pi}{4}) - (\frac{\varphi}{2})] = 0,49$: Coefficient de poussée du remblai ;
- $P = \gamma_d \cdot h \cdot Kp = 49,39kN/m^2$: Force de poussée à la base du voile.

Le voile est donc soumis à une charge triangulaire qu'on assimilera à une charge uniformément répartie égale à $\frac{P}{2} = 24,70kN/m^2$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5,6m$ et comme hauteur $l_x = 5,2m$; ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique les règles de calcul du BAEL91 :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,93$$

$0,4 < \alpha < 1 \implies$ la dalle travaille dans deux sens et on aura donc :

- dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x Pl_x^2$
- dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de α ; $\mu_x = 0,041$ et $\mu_y = 0,887$;

l_x, l_y : portées entre nus d'appui de la dalle.

D'où :

- $M_x = 27,38kN.m$
- $M_y = 24,29kN.m$

	En travée (*0,85) [kN.m]	En appui (*0,5) [kN.m]
Suivant X	23,27	13,69
Suivant Y	20,65	12,45

Table 6.1: Moments de calcul du voile périphérique

Les résultats du ferrailage sont donnés dans le tableau suivant pour 1 mètre linéaire :

	En travée [cm^2]	En appui [cm^2]	Section Min RPA [cm^2]
Suivant X	4,06	2,36	2,05
Suivant Y	3,59	2,14	2,05

Table 6.2: Résultats de ferrailage du voile périphérique

On disposera donc deux nappes d'armatures avec 6HA10 verticalement et horizontalement en travée et en appuis (par mètre linéaire).

6.2 Étude des fondations

La contrainte admissible du sol de fondation (σ_{sol}) est égale à 2,00 bars sur toute la surface sur laquelle sera implanté le bloc selon le rapport du sol. Par conséquent, le dimensionnement des fondations s'effectuera selon les normes et les règles de l'art tout en effectuant pour chaque calcul les vérifications nécessaires pour la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Selon le CBA93 et l'Euro Code 7, les combinaisons à considérer sont :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations selon le RPA99/2003 sont :

- G + Q \pm E
- 0,8G \pm E

6.2.1 Choix du type de fondations

Avec une capacité portante du terrain égale à 2,0 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier général.

Pour choisir le type de fondation appropriée on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

Combinaison	Effort Normal [kN]	Moment M_x [kN. m]	Moment M_y [kN .m]
ELU	172106,55	14,70	1,55
ELS	135105,74	11,14	1,13
ELA	150215,05	183376,80	226695,04

Table 6.3: Efforts à la base de la structure

La surface totale nécessaire pour la semelle est : $S_{nécessaire} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = 860,53m^2$

Le rapport entre la surface totale des semelles et la surface du bâtiment vaut : $\frac{S_{nécessaire}}{S_{bat}} = \frac{860,53}{954,17} = 0,9$

$S_{nécessaire} > 0,5S_{bat}$; donc une fondation de type radier s'impose.

Le radier est une fondation superficielle de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure.

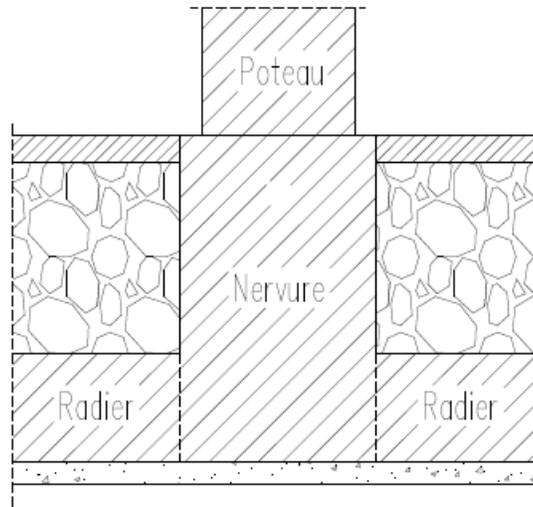


Figure 6.1: Coupe transversale au niveau du radier

6.2.2 Caractéristiques géométriques du radier

La surface du radier est donnée par : $S_{rad} = S_{base} + l_{déb} \times L_{périmètre}$

- On opte un débord de 50cm de chaque côté dans les deux directions ($l_{déb} = 0,5m$) ;
- $S_{base} = 954,17m^2$
- $L_{périmètre} = 123,60m$

La surface totale devient : $S_{rad} = 1015,97m^2$.

Les coordonnées du centre de masse du radier sont :

- $X_{Gradier} = 16,1m$
- $Y_{Gradier} = 15,3m$

Les moments d'inertie dans les deux directions sont :

- $I_{xx} = 76884,52m^4$
- $I_{yy} = 85134,93m^4$

6.2.3 Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier doit vérifier les conditions suivantes :

6.2.3.1 Condition forfaitaire

Hauteur de la nervure : $h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{565}{10} = 56,5cm$; Soit : $h \geq 60cm$

Épaisseur de la table : $e_{table} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{565}{20} = 28,25cm$; Soit : $e \geq 30cm$

6.2.3.2 Condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale pour une bande de largeur $b = 1m$ et une épaisseur d ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\tau_b = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05f_{c28} = 1,25MPa$$

$$\text{Avec : } V_{max} = \frac{N}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = 478,56kN$$

$$\tau_b = \frac{0,336}{1 \times 0,9h} \leq 1,25$$

$$\text{Soit : } h \geq 43cm$$

6.2.3.3 Condition de rigidité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique ;
- L_{max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{max} = 5,65m$) ;
- E : Module d'élasticité du béton ($E = 3,22 \times 10^6 t/m^2$) ;
- b : Largeur du radier ;
- I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b.h^3}{12}$) ;
- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen $K = 4000t/m^3$.

$$\text{d'où : } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}}{E\pi^4}}$$

$$\text{Soit : } h \geq 90cm$$

Choix de dimensions du radier

Nous adopterons les dimensions suivantes :

- Hauteur des nervures : 1,20 m ;
- Largeur des nervures : 0,80 m ;
- Hauteur de la table du radier : 0,50 m ;
- Enrobage des aciers : 5 cm.

6.2.4 Vérifications du radier

Les vérifications recommandées par les règlements, nécessaires seront effectuées.

6.2.4.1 Vérification à l'effet de sous-pression

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. On doit vérifier que [6] :

$$N \geq \gamma_w \times S \times Z \times F_s \quad (6.1)$$

Avec :

- S : Surface du radier ;
- $Z = 7,0m$: Hauteur d'ancrage ;
- γ_w : Poids spécifique de l'eau ;
- $F_s = 1,5$: Coefficient de sécurité.

D'où : $\gamma_w \times S \times Z \times F_s = 106676,85kN \leq N = 172106,55kN$

Donc, les sous-pressions ne sont pas à craindre.

6.2.4.2 Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL91 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} \quad (6.2)$$

Avec :

- N_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé à l'ELU ;

- h_r : Hauteur totale de radier ;
- $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen (a et b sont les dimensions du poteau ou du voile).

Le poteau le plus sollicité est le poteau central (60×60) : $N_u = 3180,17kN$

$$\mu_c = 1,2 \times 4 + (0,6 + 0,6) \times 2 = 7,2m$$

$$0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} = 9720,00kN$$

Alors : l'inéquation (6.2) est vérifiée.

Pour le voile le plus sollicité : $N_u = 8881,38kN$

$$\mu_c = 1,2 \times 4 + (4,95 + 0,2) \times 2 = 15,1m$$

$$D'où : 0,045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28} = 20385,00kN$$

Alors : l'inéquation (6.2) est vérifiée.

6.2.4.3 Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement [1] :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

- $M = M_{acc} = 226695,04kN.m$: le moment à l'état limite accidentelle ;
- $N = N_{acc} = 150215,05kN$: l'effort normal à l'état limite accidentelle ;
- $B = 30,10m$: la largeur du radier (suivant le sens de l'effort sismique le plus défavorable qui est E_y dans notre cas).

$$\frac{M}{N} = 1,51m \leq \frac{B}{4} = 7,53m \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

6.2.4.4 Vérification des contraintes à l'ELS

On doit vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol\ admissible} = 0,20MPa$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1/2} = \frac{N}{S} \times \left(1 \pm \frac{3 \times e}{L_{rad}}\right) \text{ et } e = \frac{M}{N}$$

N_{ser} [kN]	M_{ser} [kN]	e [m]	S_{rad} [m ²]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_{moy} [MPa]
135105,74	11,14	0,00	1015,97	0,14	0,14	0,14

Table 6.4: Vérification des contraintes à l'ELS

Donc : la contrainte est vérifiée.

6.2.5 Ferrailage du radier

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. Pour le dimensionnement on assimile le radier à un plancher inversé.

La charge répartie sur le radier :

Combinaisons	N [kN]	M [kN]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	σ_{moy} [MPa]
ELU	172106,55	14,70	0,18	0,18	0,18
ELS	135105,74	11,14	0,14	0,14	0,14

Table 6.5: Calcul des contraintes exercées à la base du radier

D'où : $q = \sigma_{moy,u} = 0,18 \text{ MPa} = 180,38 \text{ kN/m}^2$

On considère la dalle pleine soumise à une charge uniformément répartie (q) offrant la surface la plus chargée. Les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL91.

Le panneau le plus chargé a comme dimensions $l_x = 5,2 \text{ m}$ et $l_y = 5,65 \text{ m}$

Donc : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,92$

$0,4 < \alpha < 1$: le panneau travaille dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases} \implies \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 177,56 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 157,59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

	En travée (*0,85) [kN.m]	En appui (*0,5) [kN.m]
Suivant X	150,93	88,78
Suivant Y	133,95	78,79

Table 6.6: Moments de calcul du radier

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m , d'épaisseur $h = 50 \text{ cm}$.

	En travée [cm ²]	En appui [cm ²]	Section Min RPA [cm ²]	Ferrailage adopté	
				En travée	En appui
Suivant X	9,92	5,77	5,43	8HA14	5HA14
Suivant Y	8,77	5,11	5,43	6HA14	5HA14

Table 6.7: Résultats du ferrailage du radier

Vérification au cisaillement

Les efforts tranchants maximaux sont donnés par :

- Au milieu de l_x : $V_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{(2l_y + l_x)} = 321,19 \text{ kN}$

- Au milieu de l_y : $V_y = \frac{q \cdot l_x}{3} = 312,66 \text{ kN}$

$$\tau_{bx} = \frac{0,321}{1 \times 0,9 \times 0,9} = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{by} = \frac{0,312}{1 \times 0,9 \times 0,9} = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

6.2.6 Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures se fait comme pour une poutre continue. Le ferrailage est déterminé pour la poutre la plus sollicitée. Il s'agit de la poutre intermédiaire et comportant 7 travées suivant l'axe xx et 6 travées suivant l'axe yy.

	Combinaisons	N [kN]	M [kN.m]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	$0,5 \times \sigma_{moy}$ [MPa]
Suivant l'axe xx	ELU	23306,25	4,75	1,05	1,05	0,53
	ELS	16975,76	2,24	0,77	0,77	0,39
	ELA	31267,92	97,72	1,41	1,41	0,71
Suivant l'axe yy	ELU	17688,34	48,74	0,51	0,51	0,25
	ELS	12891,48	35,52	0,70	0,70	0,35
	ELA	21095,51	391,17	0,83	0,83	0,42

Table 6.8: Contraintes exercées à la base des nervures

D'où :

$$q_{xx} = 0,5 \times \sigma_{moy,acc} \times b = 710 \times 0,8 = 560 \text{ kN/ml}$$

$$q_{yy} = 0,5 \times \sigma_{moy,acc} \times b = 420 \times 0,8 = 336 \text{ kN/ml}$$

Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait sous les sollicitations maximales (selon les prescriptions du BAEL91). On considère une section rectangulaire de dimensions $(80 \times 120) \text{ cm}^2$ en appui, et une section en T en travée. L'enrobage $d = 5 \text{ cm}$.

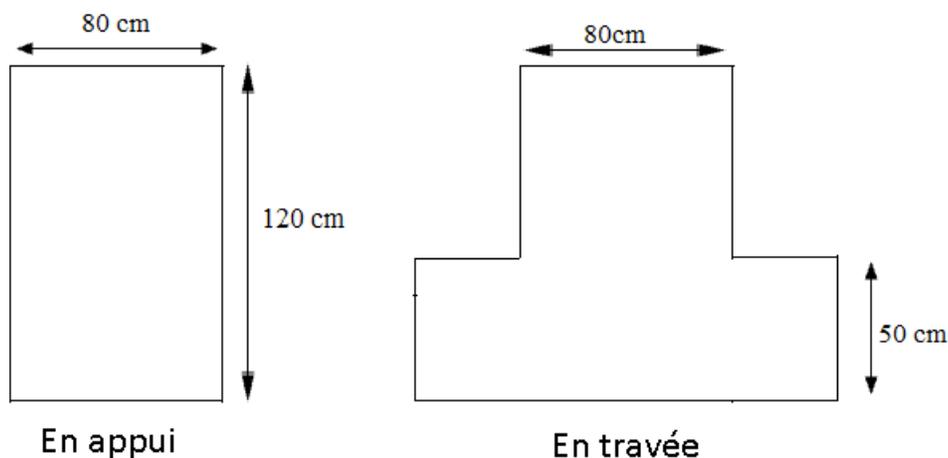


Figure 6.2: Sections à considérer en appui et en travée

Le moment isostatique est donné par : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

L'effort tranchant est donné par : $V_u = \frac{q \times l}{2}$

	M_0 [kN.m]	En travée (*0,85) [kN.m]	En appui (*0,5) [kN.m]	V_u [kN]
Suivant X	1892,80	1608,88	946,40	1582
Suivant Y	1340,74	1139,63	670,37	873,6

Table 6.9: Moments et efforts tranchants de calcul de la nervure

Le calcul du ferrailage s'effectue pour une bande unitaire de 1,20m de hauteur.

	En travée (As sup) [cm^2]	En appui (As inf) [cm^2]	Section Min RPA [cm^2]	Ferrailage adopté	
				En travée	En appui
Suivant X	42,17	24,48	5,43	6HA20 + 5HA25	8HA20
Suivant Y	29,44	17,16	5,43	10HA20	6HA20

Table 6.10: Résultats du ferrailage en appui et en travée de la nervure

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{1,58}{1 \times 1,15} = 1,37 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{tmin} \right\} \implies \phi_t \leq \min \left\{ \frac{1200}{35}; \frac{500}{10}; 20 \right\} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement

D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de:

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \left\{ \frac{120}{4}; 12 \times 2 \right\} = 24\text{cm}$$

D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs:

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

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

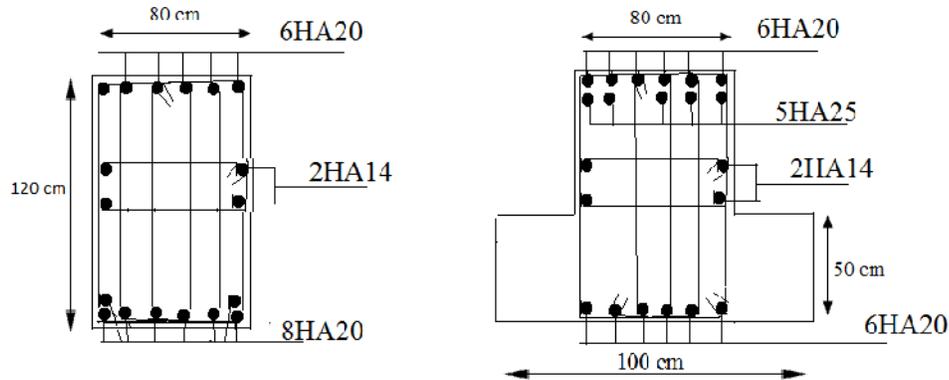


Figure 6.3: Ferrailage des nervures en zone d'appuis et en travée

6.2.7 Etude du débord du radier

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, il a comme dimensions : une portée de 0,5m, une hauteur de 0,5m et une bande de largeur de 1m ($q = 180\text{kN/m}^2$).

M [kN.m]	V_u [kN]	A_s [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ [cm ²]	$A_{s\text{adoptée}}$ [cm ²]
22,5	90	1,44	5,43	5HA12

Table 6.11: Résultat du ferrailage du débord du radier

On va vérifier la valeur de la contrainte tangentielle, cette dernière ne doit pas dépasser la valeur admissible $0,05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$ [3] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0,09}{0,9 \times 0,5} = 0,2 < 1,25 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

L'objectif primordial de l'ingénieur est de trouver des solutions à mettre en œuvre, pour un rapport coût/sécurité optimal, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales.

Ce projet a été abordé en tirant parti des enseignements suivis au sein de l'ENP, tenant compte de la réglementation en vigueur et en utilisant les logiciels de calculs qui sont devenus des outils indispensables pour l'étude des ouvrages.

Il nous a permis de faire la synthèse de nos connaissances, de nous familiariser avec les documents techniques réglementaires, et de mieux maîtriser l'outil informatique.

- La forme irrégulière du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de l'étude du comportement dynamique de l'ouvrage, ce qui justifie le nombre de voiles disposés et le surcoût dû aux grandes quantités de matériaux consommées ;
- Vu les dimensions importante du bâtiment en plan ($32,0\text{m} \times 30,1\text{m}$) nous recommandons la réalisation d'un joint (de dilatation) pour ne pas prendre en compte l'effet de la température (l'influence du retrait et des variations thermiques sur le dimensionnement des dalles de grandes portées) ; diminuer le nombre de voile ; faciliter l'étude ; et surtout améliorer son comportement dynamique.

Cette étude a mis l'accent sur l'importance d'une bonne disposition des voiles qui peut donner des résultats satisfaisants lors de l'analyse sismique, ce qui permet d'économiser les matériaux.

Au terme de ce projet de fin d'études, entrepris en utilisant les règlements en vigueur, les logiciels de calcul et puisqu'il nous a permis de trouver une application directe de plusieurs cours suivis au département de génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, nous espérons que ces nouvelles compétences nous seront utiles dans un avenir proche, de même que l'expérience et l'autonomie acquises en menant ce projet de fin d'études.

Bibliographie

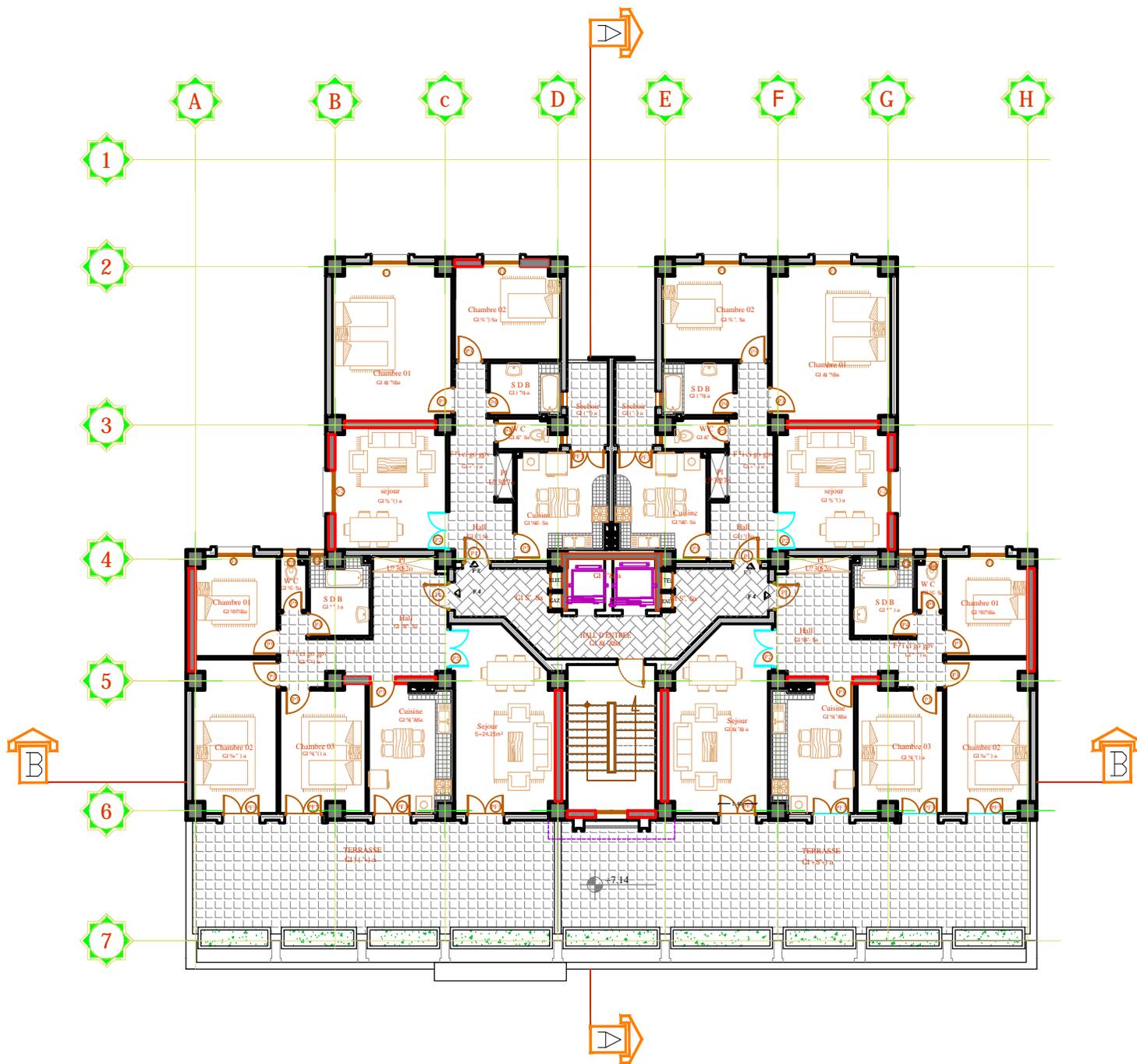
- [1] D.T.R-B.C.2.48 : Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003).C.G.S.
- [2] CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.C.G.S.
- [3] BAEL91: Béton armé aux états limite.
- [4] D.T.R-B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- [5] H.RENAUD, F.LETERTRE : Technologie du bâtiment gros œuvre, Les Editions FOUCHER, 1978.
- [6] M. BELAZOUGUI : Cours de béton armé . tome2. O.P.U. 1983.

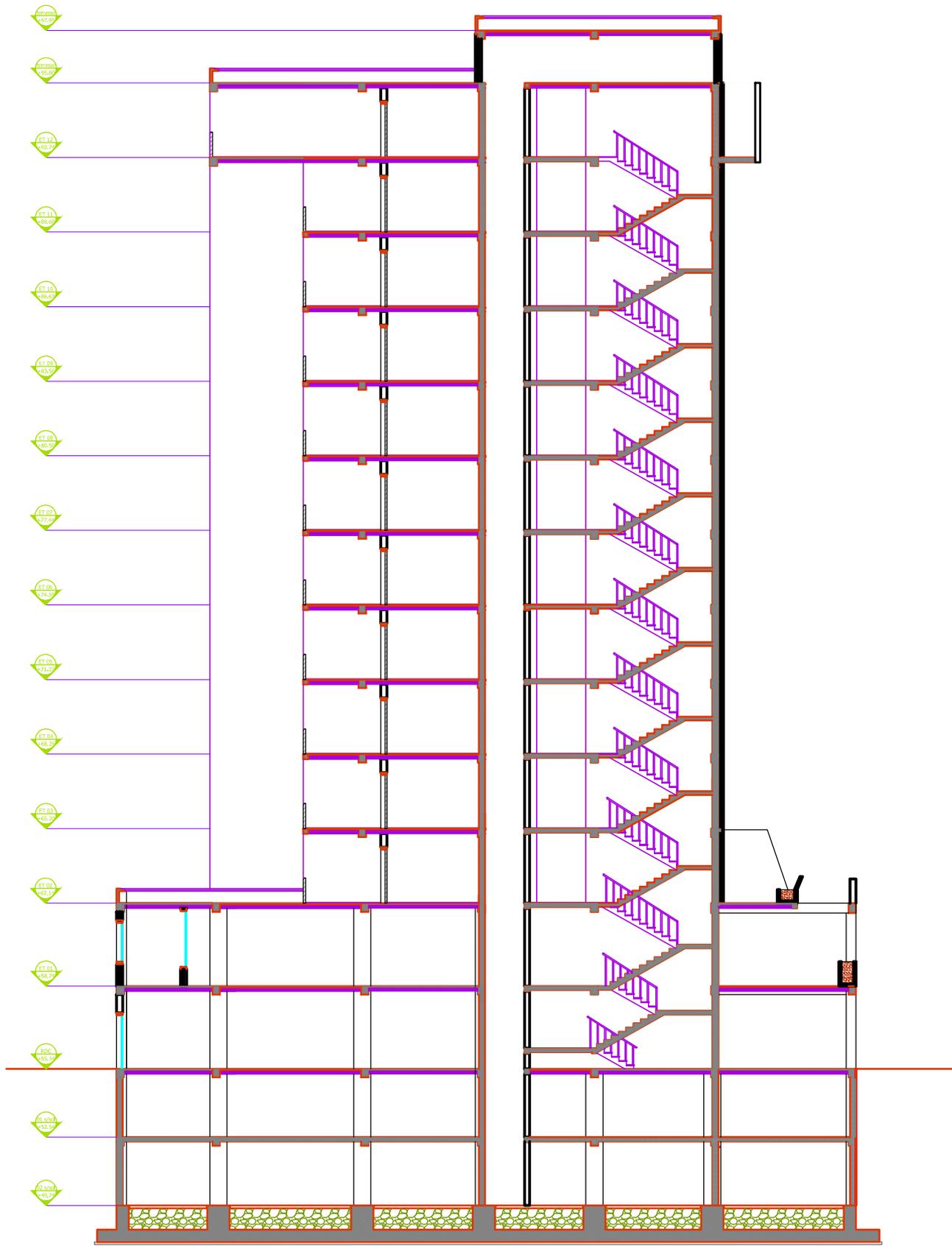
Logiciels

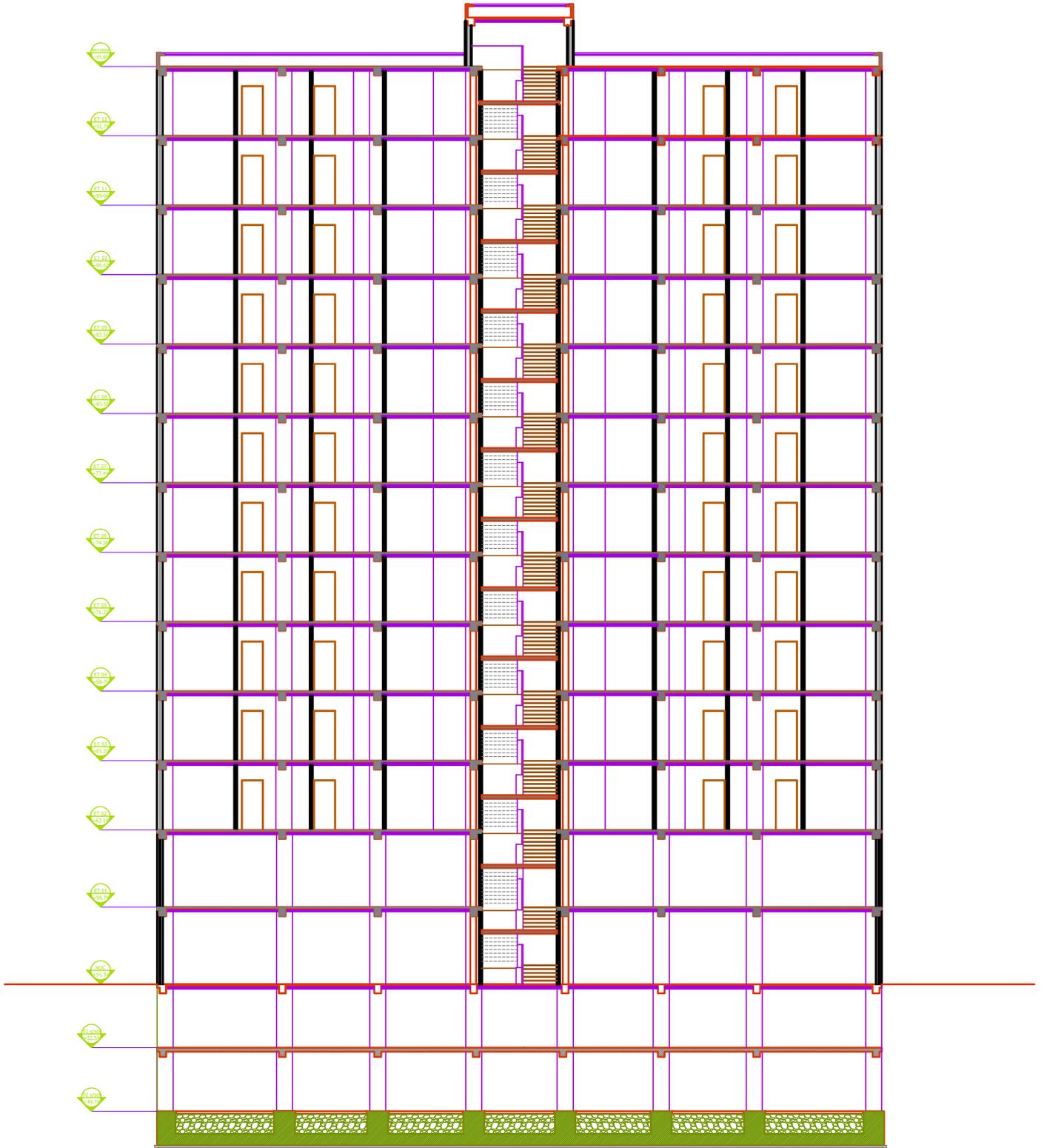
- AutoCAD 2010.
- SAP 2000, Version 14.2.2.
- RDM 6, Version 6.17.
- SOCOTEC, Version 1.00.000.
- Microsoft office Excel 2010.
- L^AT_EX.

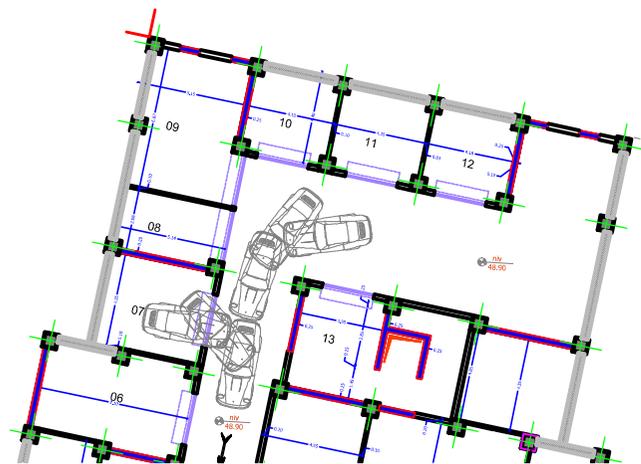
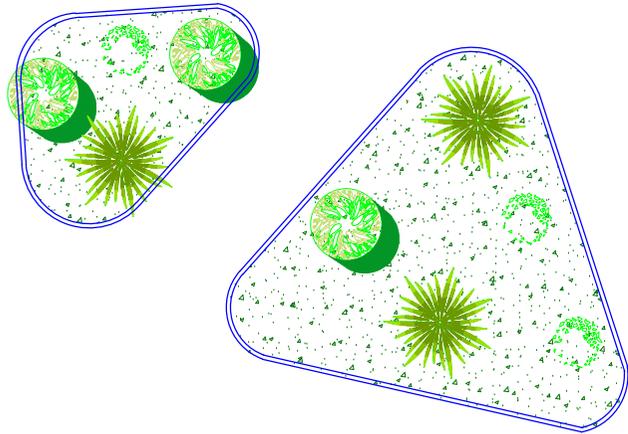
Annexe A

Plans d'architecture

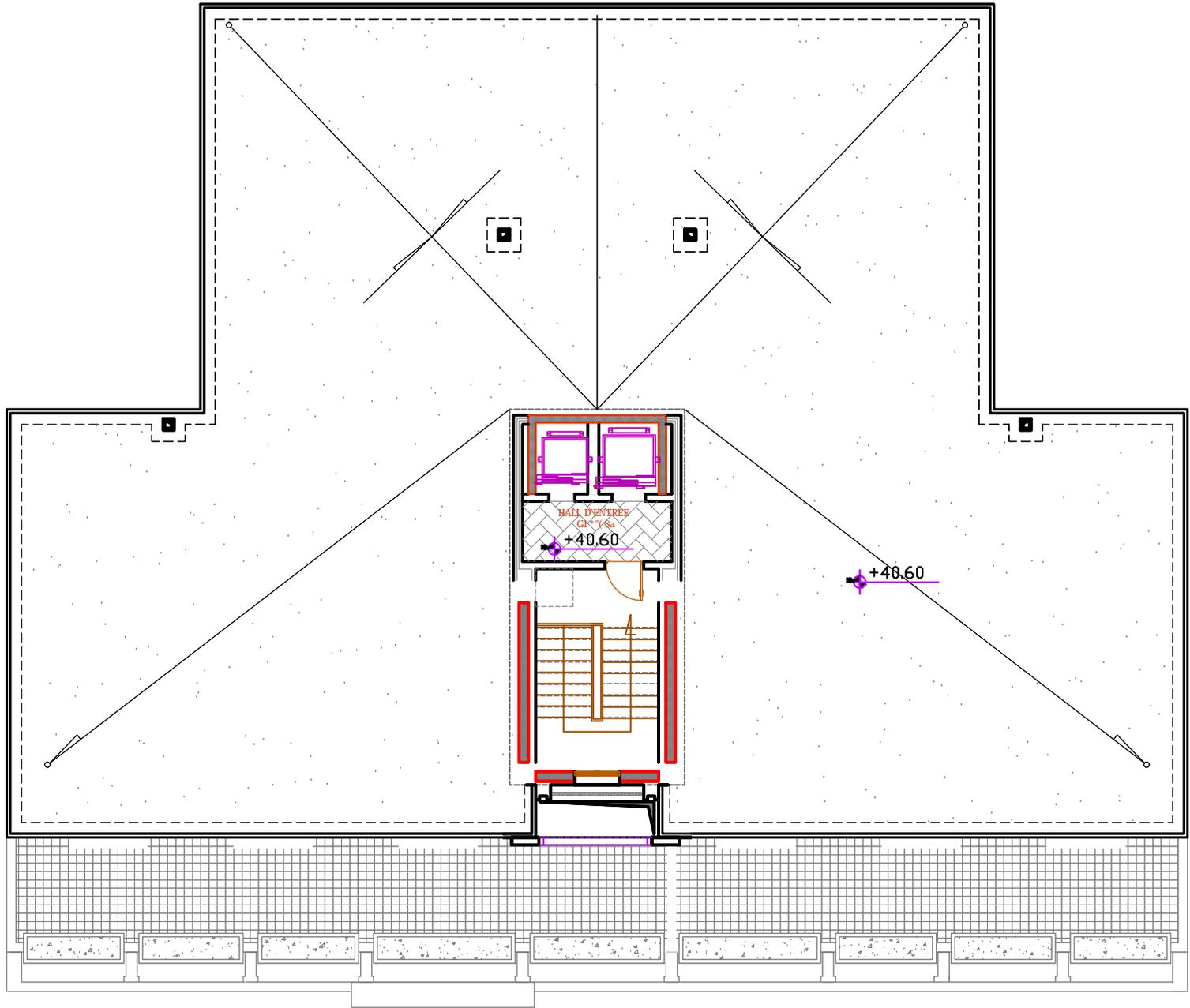








Nb de place 112 voiture



Annexe B

Descente de charges

Descente de charges pour un poteau central

Poteau central le plus sollicité						
Niveau			du RDC au 12 ^{ème} étage			
Surface de plancher revenant au poteau [m ²]			22.41			
Niveau	Elément	G [kN]	G _i [kN]	G _{cumulé} [kN]	Q _{cumulée} [kN]	N _{ELU} [kN]
sous la terrasse	PP	17.2125	177.1167	177.1167	22.41	272.722545
	PS	11.55				
	Poteau	/				
	Plancher	148.3542				
sous le niveau 12	PP	17.2125	165.063	348.5022	56.025	554.51547
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 11	PP	17.2125	165.063	513.5652	86.2785	822.73077
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 10	PP	17.2125	165.063	678.6282	111.807	1083.85857
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 9	PP	17.2125	165.063	843.6912	135.054	1341.56412
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 8	PP	17.2125	165.063	1008.7542	154.98	1594.28817
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 7	PP	17.2125	165.063	1173.8172	171.585	1842.03072
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 6	PP	17.2125	165.063	1338.8802	188.19	2089.77327
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				

sous le niveau 5	PP	17.2125	165.063	1503.9432	204.795	2337.51582
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 4	PP	17.2125	165.063	1669.0062	221.4	2585.25837
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 3	PP	17.2125	165.063	1834.0692	238.005	2833.00092
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 2	PP	17.2125	165.063	1999.1322	257.715	3085.40097
	PS	11.55				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	129.978				
sous le niveau 1	PP	17.2125	165.828	2164.9602	288.52875	3355.4894
	PS	11.55				
	Poteau	7.0875				
	Plancher	129.978				
sous le RDC	PP	17.2125	165.828	2330.7882	318.8943	3624.90552
	PS	11.55				
	Poteau	7.0875				
	Plancher	129.978				

Descente de charges pour un poteau de rive

Poteau de rive le plus sollicité		
Niveau	RDC + 1 ^{er}	du 2 ^{ème} au 12 ^{ème} niveau
Surface du plancher revenant au poteau [m ²]	16.4044	14.0662

Niveau	Elément	G [kN]	G _i [kN]	G _{cumulé}	Q _{cumulée} [kN]	N _{ELU} [kN]
sous la terrasse	PP	17.128125	124.068869	124.068869	14.0662	188.592273
	PS	7.5				
	poteau	-				
	plancher	93.118244				
sous le niveau 12	PP	17.128125	112.534585	236.603454	35.1655	372.162913
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 11	PP	17.128125	112.534585	349.138039	54.15487	552.568658
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 10	PP	17.128125	112.534585	461.672624	111.807	790.968542
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 9	PP	17.128125	112.534585	574.207209	135.054	977.760732
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 8	PP	17.128125	112.534585	686.741794	154.98	1159.57142
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 7	PP	17.128125	112.534585	799.276379	171.585	1336.40061
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 6	PP	17.128125	112.534585	911.810964	188.19	1513.2298
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				

sous le niveau 5	PP	17.128125	112.534585	1024.345549	204.795	1690.05899
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 4	PP	17.128125	112.534585	1136.880134	221.4	1866.88818
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 3	PP	17.128125	112.534585	1249.414719	238.005	2043.71737
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 2	PP	17.128125	112.534585	1361.949304	161.7613	2081.27351
	PS	7.5				
	poteau	6.3225				
	plancher	81.58396				
sous le niveau 1	PP	17.128125	113.299585	1475.248889	181.102325	2263.23949
	PS	7.5				
	poteau	7.0875				
	plancher	81.58396				
sous le RDC	PP	17.128125	113.299585	1588.548474	200.162026	2444.78348
	PS	7.5				
	poteau	7.0875				
	plancher	81.58396				

Descente de charges pour un Poteau d'angle

Poteau d'angle le plus sollicité		
Niveau	RDC + 1 ^{er}	2 ^{ème} -- 12 ^{ème}
Surface du plancher revenant au poteau [m²]	9	8.3187

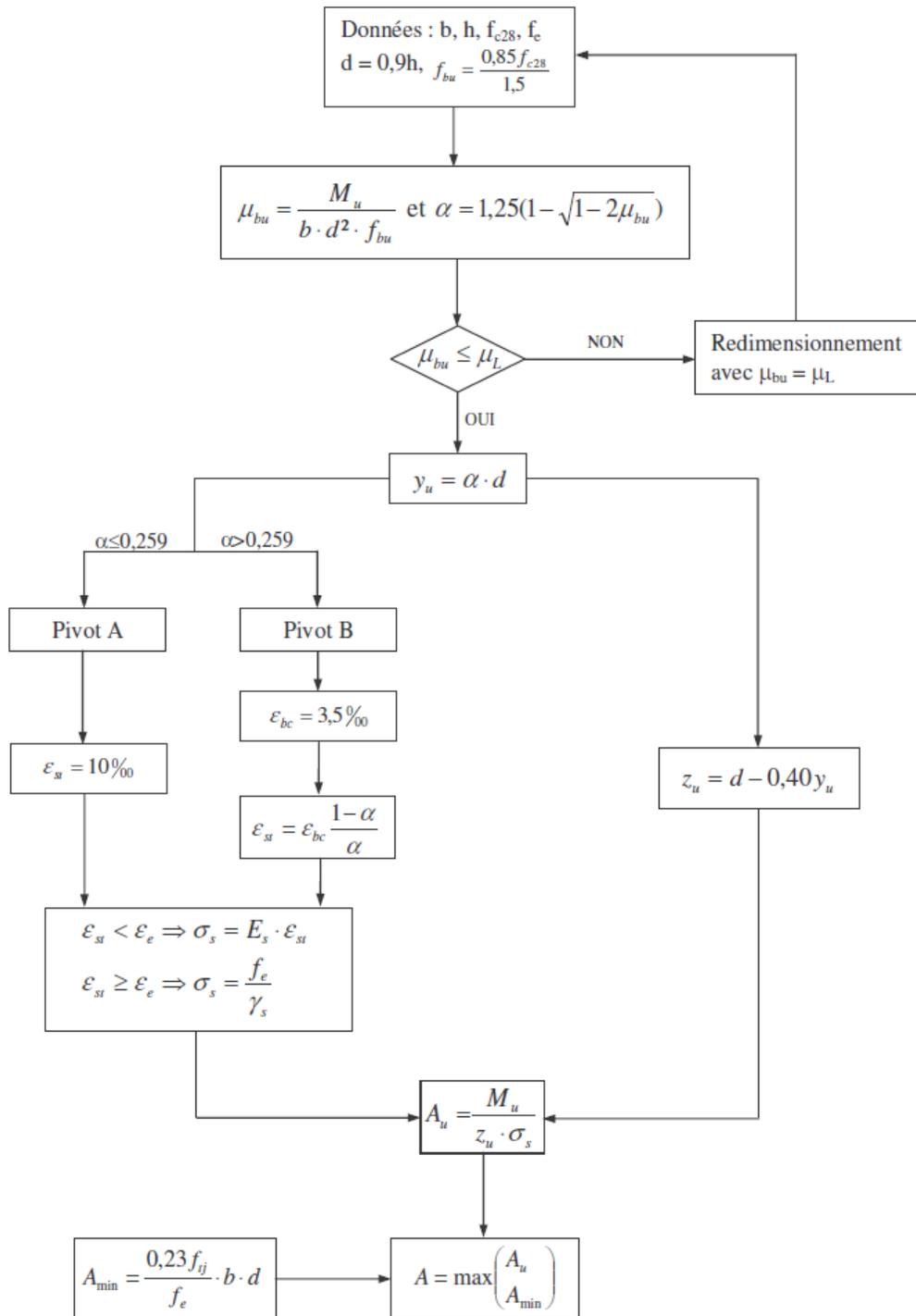
Niveau	Elément	G [kN]	G _i [kN]	G _{cumulé}	Q _{cumulée} [kN]	N _{ELU} [kN]
sous la terrasse	PP	8.859375	77.751669	77.751669	8.3187	117.442803
	PS	7.5				
	Poteau	-				
	Plancher	55.069794				
sous le niveau 12	PP	8.859375	70.930335	148.682004	20.79675	231.91583
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 11	PP	8.859375	70.930335	219.612339	32.026995	344.51715
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 10	PP	8.859375	70.930335	290.542674	111.807	559.94311
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 9	PP	8.859375	70.930335	361.473009	135.054	690.569562
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 8	PP	8.859375	70.930335	432.403344	154.98	816.214514
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 7	PP	8.859375	70.930335	503.333679	171.585	936.877967
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 6	PP	8.859375	70.930335	574.264014	188.19	1057.54142
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 5	PP	8.859375	70.930335	645.194349	204.795	1178.20487
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				

sous le niveau 4	PP	8.859375	70.930335	716.124684	221.4	1298.86832
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 3	PP	8.859375	70.930335	787.055019	238.005	1419.53178
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 2	PP	8.859375	70.930335	857.985354	95.66505	1301.7778
	PS	7.5				
	Poteau	6.3225				
	Plancher	48.24846				
sous le niveau 1	PP	8.859375	114.796875	972.782229	202.78125	1617.42788
	PS	7.5				
	Poteau	7.0875				
	Plancher	91.35				
sous le RDC	PP	8.859375	114.796875	1087.5791	224.1225	1804.41554
	PS	7.5				
	Poteau	7.0875				
	Plancher	91.35				

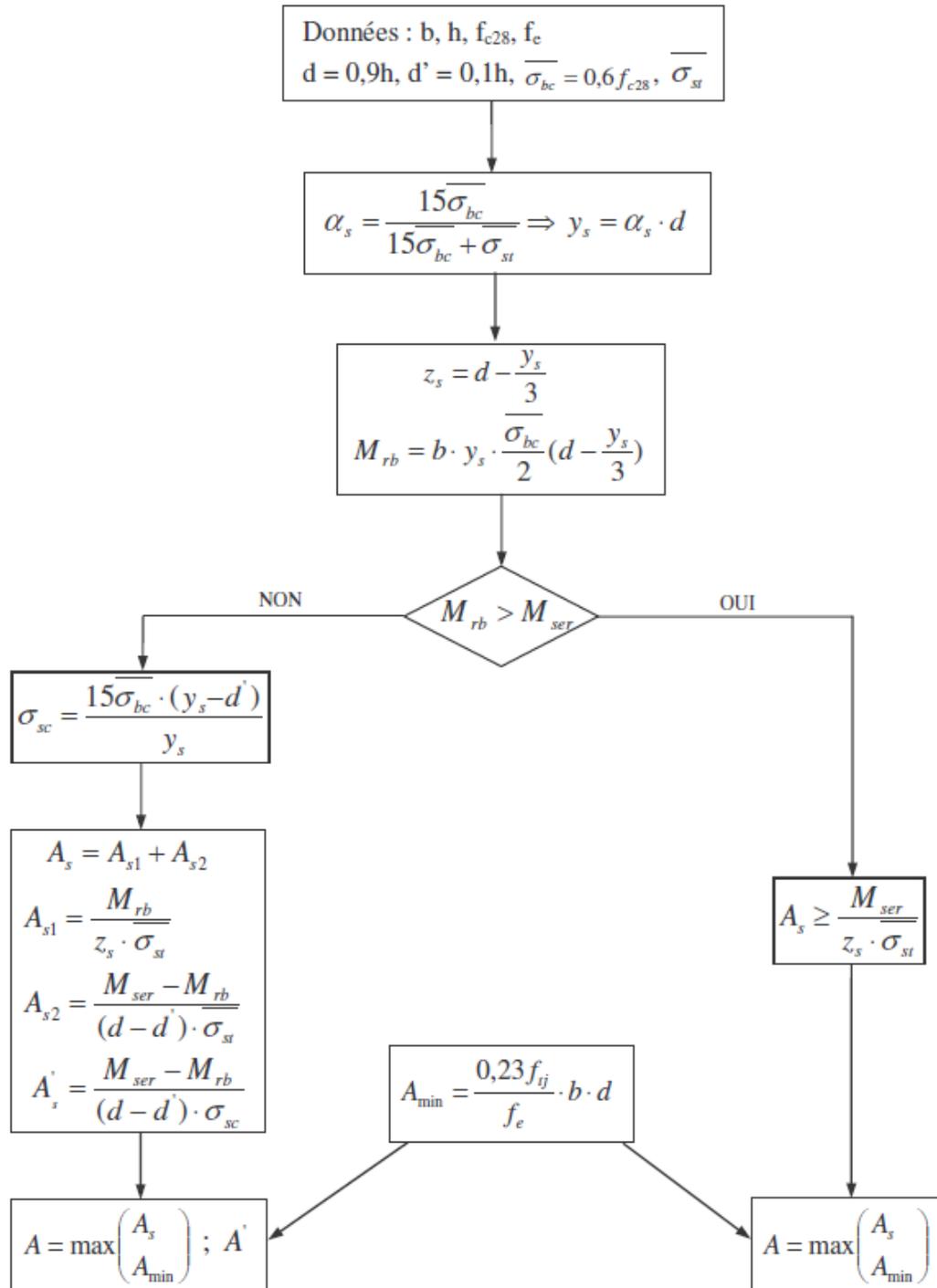
Annexe C

Organigrammes de dimensionnement

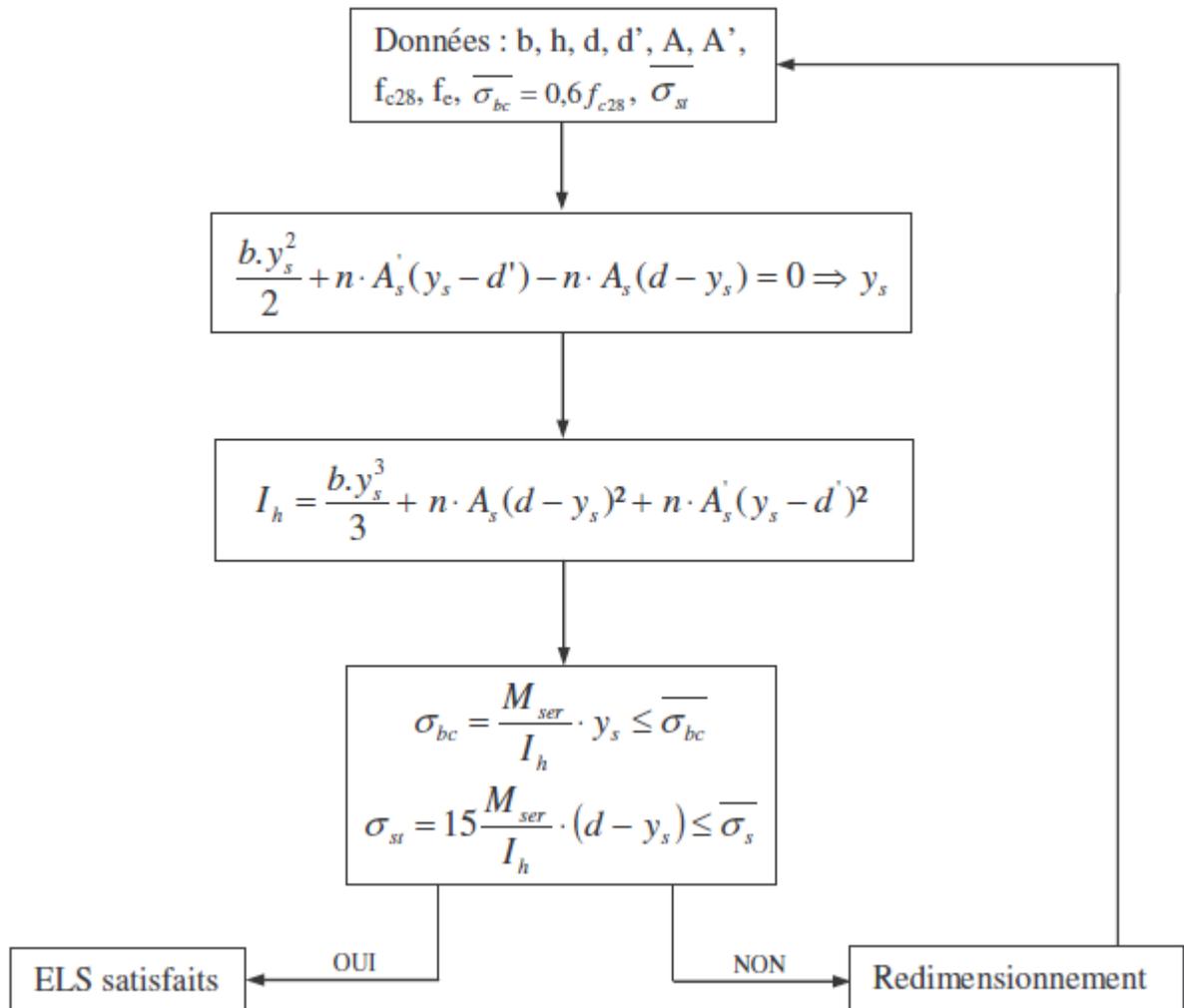
ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU



ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELS



ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS



Annexe D

Calcul des dalles

annexe E.3 calcul des panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

Les annexes E constituent des annexes aux commentaires.

Soit $[\text{ell}]_x$ et $[\text{ell}]_y$ les dimensions, mesurées entre nus des appuis, d'un tel panneau (on suppose $0,40 \leq [\text{ell}]_x/[\text{ell}]_y \leq 1$) et p la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression :

- dans le sens de la petite portée $[\text{ell}]_x$: $M_x = \mu_x p [\text{ell}]_x^2$
- dans le sens de la grande portée $[\text{ell}]_y$: $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients

$$\mu_x = \frac{M_x}{p \ell_x^2} \quad \text{et} \quad \mu_y = \frac{M_y}{M_x}$$

sont données en fonction du rapport $\alpha = [\text{ell}]_x/[\text{ell}]_y$ par le tableau de valeurs numériques ci-dessous :

ℓ_x/ℓ_y	$\nu = 0$ (**)	
	$\mu_x = M_x/p\ell_x^2$	$\mu_y = M_y/M_x$
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305 (**)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

(*) Il est rappelé que, sauf cas particulier, le coefficient de Poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0.2 pour le calcul des déformations (article A.2.1,3).

(**) Les valeurs de μ_y inférieures à 0,25 (correspondant à $\alpha \leq 0,557$) ne sont pas à prendre en considération, en application de l'article A.8.2,41.